



Università della Calabria

– Facoltà di Ingegneria –

Dipartimento di Modellistica per l'Ingegneria

Corso di

**Laboratorio di analisi e progettazione
strutturale**

*Modellazione strutturale e progetto di un complesso
residenziale in C.A. situato in zona sismica.*

DOCENTE

Prof. Raffaele Casciaro

Tutor

Ing. Antonio Madeo

STUDENTI

Borselli Francesco

Callà Daniele

Cavaliere Sgroi Francesco

Nano Vincenzo Francesco

Anno Accademico 2010-2011

INDICE

Introduzione	2
CAPITOLO 1: Descrizione della struttura, materiali e quadro normativo di riferimento	3
1.1 Descrizione della struttura	4
1.2 Quadro normativo di riferimento	8
1.3 I materiali	9
CAPITOLO 2: Classificazione e combinazione delle azioni ed analisi dei carichi Predimensionamento e progetto del solaio tipo	14
2.1 Azioni sulla struttura	15
2.2 Combinazioni delle azioni	15
2.3 Predimensionamento del solaio	17
2.4 progetto del solaio tipo	17
2.5 Azione sismica	25
2.6 Azione della neve	30
CAPITOLO 3: Modellazione strutturale e progetto in EDISIS	31
3.1 Modellazione della struttura	32
3.2 Analisi della struttura	36
3.3 Progetto della struttura	41
3.4 Dimensionamento del giunto tecnico	43
CAPITOLO 4: Verifica ed analisi Pushover	44
4.1 Verifica degli elementi	45
4.2 Analisi Pushover	45
4.3 Risultati dell' analisi pushover	50
CAPITOLO 5: Verifiche di validazione dei risultati del software	57
5.1 Introduzione	58
5.2 Verifiche globali	59
5.3 Verifiche locali	67
CAPITOLO 6: Progetto della fondazione	77
6.1 Tipologia di fondazione	78
6.2 Modello geotecnico del terreno	78
6.3 I materiali	79
6.4 Progetto e verifica della fondazione	80

Introduzione

La presente relazione riguarda la progettazione strutturale di un complesso residenziale in C.A. situato in zona sismica secondo quanto indicato dalle normative vigenti a cui fa riferimento la presente in ogni sua parte. Si è affrontato il problema della modellazione strutturale dell'edificio stesso seguendo diversi approcci per quello che riguarda la modellazione di elementi strutturali, fondazioni, solai, e tamponature sotto l'effetto dell'azione sismica a cui è seguita la progettazione esecutiva di degli elementi stessi. La progettazione e la modellazione strutturale è stata eseguita con l'ausilio di un software commerciale di calcolo ed eseguite le verifiche indicate dalle NTC. Sono stati in fine eseguiti particolari controlli di validazione dei risultati ottenuti dal programma.



CAPITOLO 1

Descrizione della struttura, materiali e quadro normativo di riferimento

1.1 Descrizione della struttura

Il complesso residenziale oggetto della relazione è situato nel comune di **Rende (CS)**, in una zona urbana prettamente pianeggiante. La struttura, illustrata negli elaborati architettonici, è composta da due torri a pianta semicircolare, rispettivamente di 17 piani di cui due interrati, raccordate da un'ampia piazza parzialmente coperta, sopraelevata rispetto alla rete viaria. I livelli interrati saranno destinati ad ospitare un' autorimessa e cantine. I livelli 3 e 4, corrispondenti ai primi sopra il piano campagna saranno destinati ad uso commerciale, mentre i restanti piani saranno ad uso residenziale con tre tipologie di appartamenti a piano. Le due torri costituenti in complesso residenziale ed i rispettivi livelli interrati sono divisi tra loro da un giunto tecnico opportunamente dimensionato. La presenza di tale giunto, indicato negli elaborati architettonici, si rende necessaria per esigenze progettuali vista la spiccata irregolarità della struttura. In particolare dal punto di vista puramente tecnico e della progettazione ognuna delle due torri risulta essere un corpo a se stante.

Per entrambi i corpi, le strutture portanti verticali saranno formate da pilastri, setti e pareti in C.A.; ugualmente in C.A. saranno realizzate le scale principali e quelle dei piani autorimessa. Le strutture portanti orizzontali di tutti i piani residenziali e dei piani autorimessa saranno costituite da solai in c.a. gettati in opera con travetti precompressi. Le altezze nette interne al finito saranno di m. 3,00 per i piani residenziali, salvo limitate porzioni per esigenze impiantistiche, e m. 3,20 per i piani autorimessa e cantine; i piani commerciali avranno un'altezza al finito di m. 3,70 salvo parziali ribassamenti per esigenze impiantistiche.

Le principali chiusure esterne dei piani residenziali saranno così composte, a partire dal lato interno:

- Pareti dei fronti laterali e posteriori: muratura in laterizio intonacata e tinteggiata, isolante termo-acustico, parete in c.a./ laterizio e rivestimento esterno di facciata in pannelli.
- Pareti dei fronti principali sulle logge: muratura in laterizio intonacata e tinteggiata, isolante termo acustico, muratura in laterizio, intonaco esterno con tinteggiatura.

Le principali pareti divisorie interne degli appartamenti saranno così composte:

- Muratura in laterizio spessore cm. 8 oppure cm. 12, a seconda della posizione e delle necessità di posa di impianti, intonacata e tinteggiata e/o piastrellata dove previsto;

Le pareti divisorie tra diverse unità immobiliari e tra unità immobiliari e parti comuni saranno così composte:

- Muratura in laterizio cm. 8 intonacata e tinteggiata, isolante termo-acustico, muratura in laterizio cm. 12 semipieno oppure tipo Alveolater con rinzaffo interno, intonacata e tinteggiata sull'esterno.

I solai di separazione tra i piani residenziali saranno così composti:

- Pavimento interno, sottofondo, isolante acustico, massetto in materiale alleggerito, solaio in c.a. intonaco/rasatura e tinteggiatura.

I solai delle logge e dei balconi dei piani residenziali saranno così composti:

- Pavimento in piastrelle di grés ingelivo, strato impermeabilizzante, massetto porta-pendenze in cls, solaio in c.a., intonaco e tinteggiatura/rasatura.

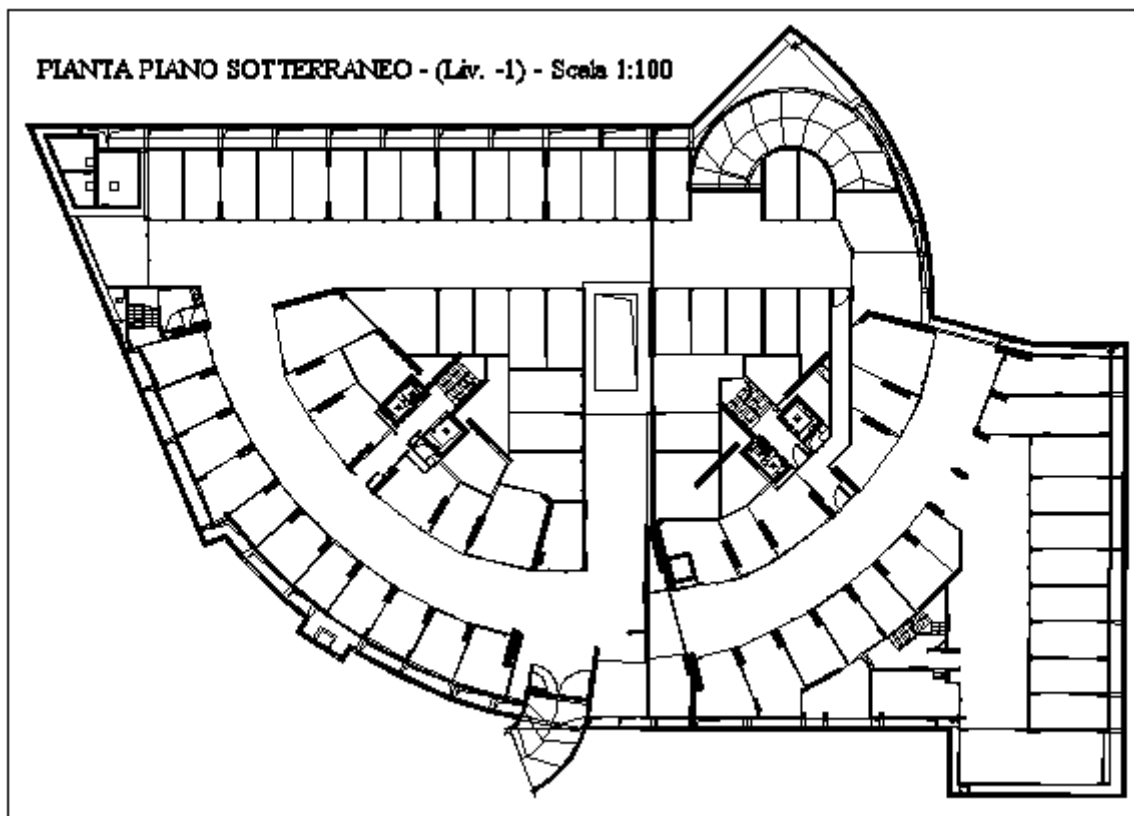
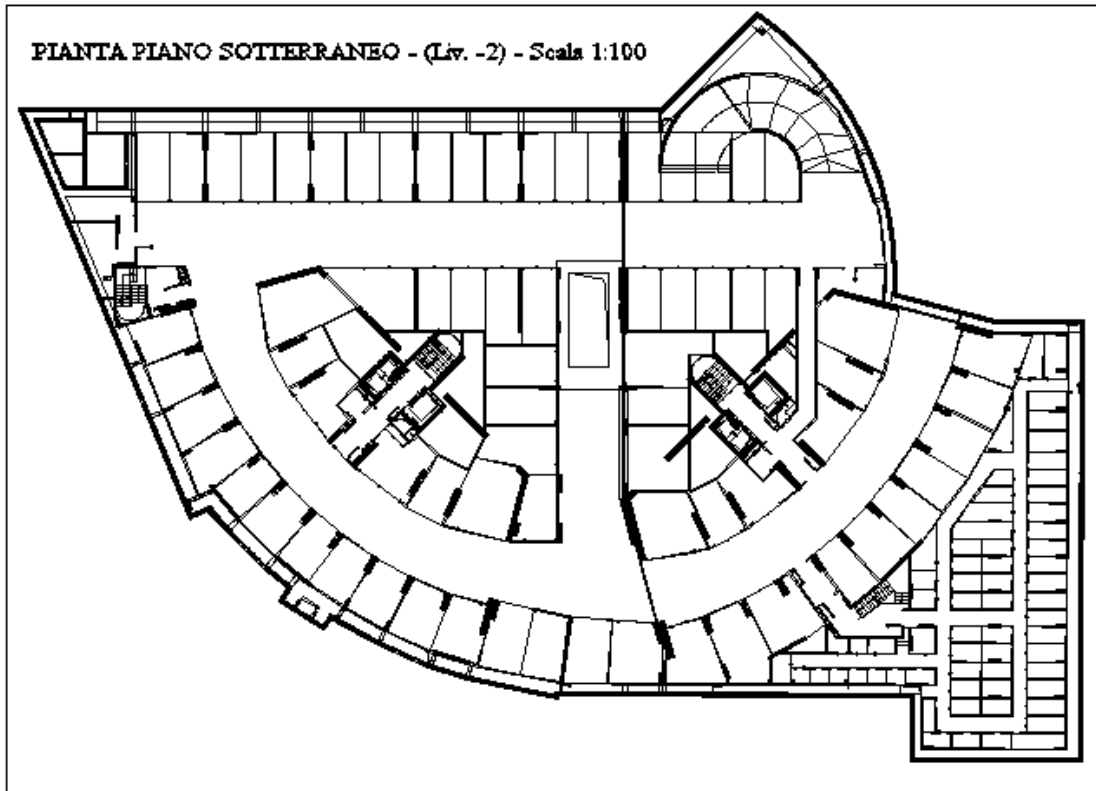
I solai di separazione tra i piani autorimessa saranno così composti:

- Massetto in cls con rete elettrosaldata e finitura superficiale al quarzo, solaio in c.a..

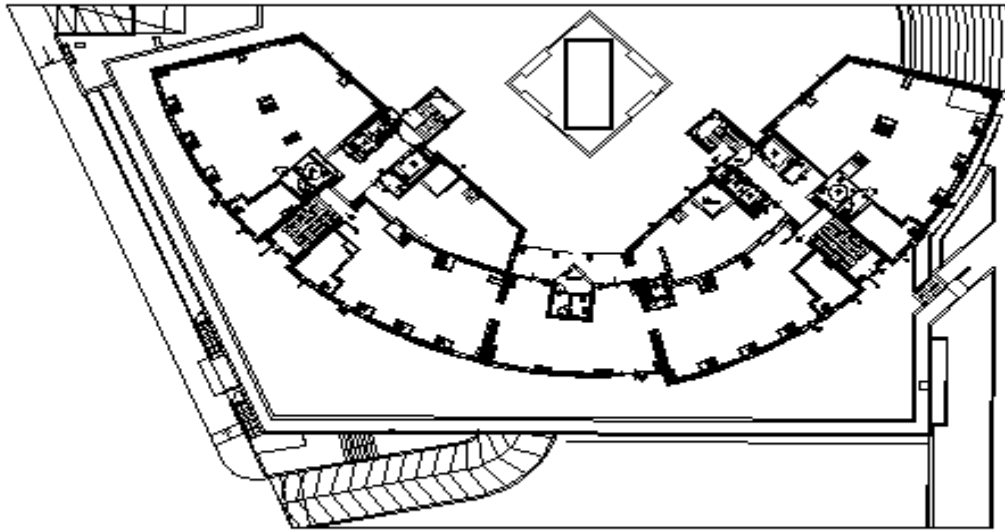
In ogni edificio sono previsti tre impianti ascensori, di cui uno con cabina di grandi dimensioni, con portata di 17 persone anche con funzione di montacarichi, e gli altri due con portata di 8 persone ciascuno. Essi collegheranno il piano terreno di ingresso con tutti i piani residenziali e con i due piani interrati di autorimesse private a box.

Vita nominale della struttura : 50 anni
Classe d'uso II Categoria edificio C1

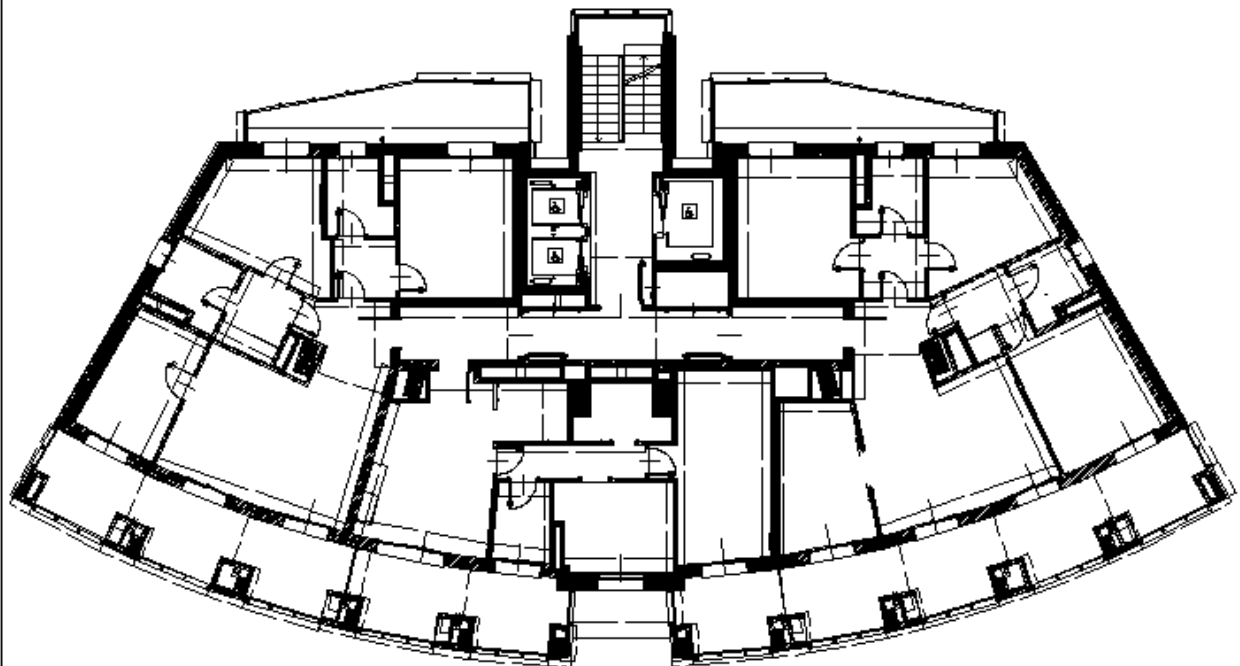
Di seguito vengono riportati alcuni estratti dagli elaborati architettonici:

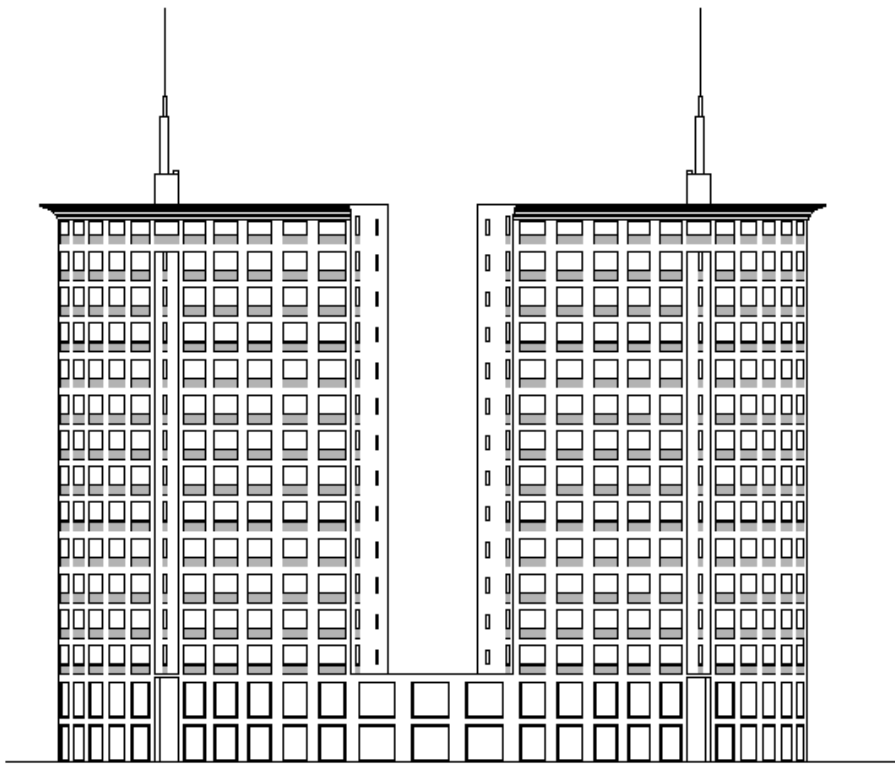
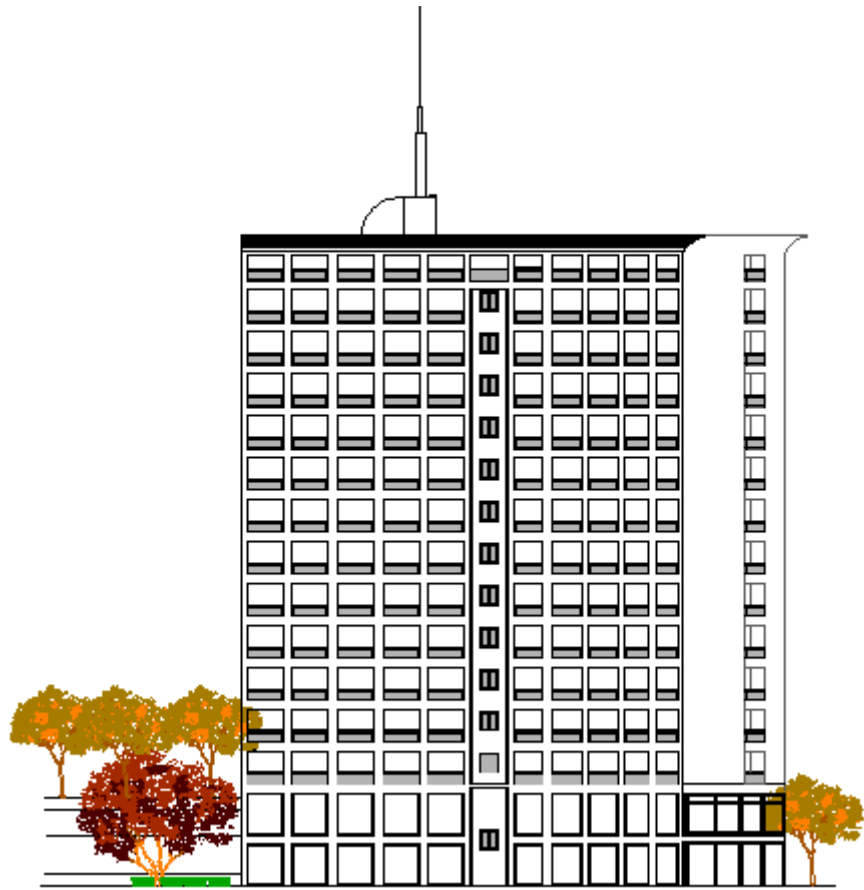


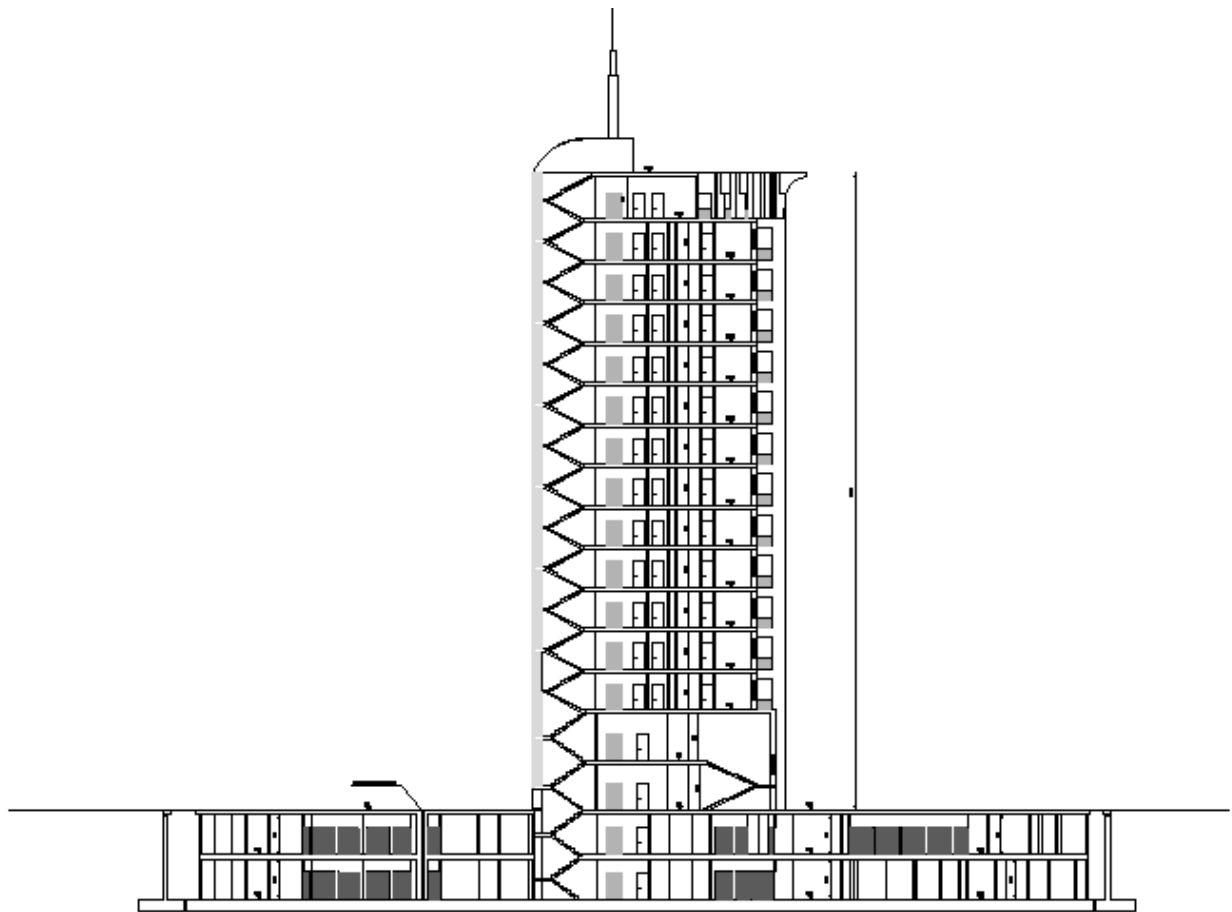
PIANTA PIANO COMMERCIALE - (Liv. 0-D) - Scala 1:1



PIANTA PIANO TIPO RESIDENZIALE - (Liv. 2-13) - Scala 1:100







1.2 Quadro normativo di riferimento

Si farà riferimento al seguente quadro normativo Normativo:

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.
- Circolare n° 617 del 2 / 02 / 2009
- Eurocodice 2

1.3 I materiali

I materiali utilizzati per uso strutturale sono il calcestruzzo e l'acciaio di tipo dolce. Per la scelta della classe minima del calcestruzzo e del relativo copri ferro in base alla classe di esposizione si fa riferimento alla norma **UNI EN 206**. Di seguito sono riportate le classi scelte ai vari livelli della struttura con i corrispondenti valori del copri ferro. Quanto riportato è valido per entrambi i corpi della struttura.

	Classe di esposizione	Sottoclasse	Rapporto a/c	Classe di resistenza minima	Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	Copri ferro minimo (mm)	Classe di consistenza (lavorabilità) SLUMP TEST		Classe di resistenza a scelta	Copri ferro minimo scelto (mm)
							Zone			
<i>Elementi di fondazione</i>	2 <i>Corrosione indotta da carbonatazione</i>	XC2	0,6	C25/30	280	35	Zone Debolmente armate	S3	C30/37	40
							Zone Fortemente armate	S4		
<i>Elementi piano autorimessa (-1 ; -2)</i>	3 <i>Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</i>	XD3	0,45	C35/45	320	55	Zone Debolmente armate	S3	C45/55	55
							Zone Fortemente armate	S4		
<i>Elementi piani commerciali e residenziali (0.. 13)</i>	2 <i>Corrosione indotta da carbonatazione</i>	XC3	0,55	C30/37	280	35	Zone Debolmente armate	S3	C45/55	40
							Zone Fortemente armate	S4		
<i>Elementi piani di copertura (14;15)</i>	2 <i>Corrosione indotta da carbonatazione</i>	XC4	0,5	C30/37	300	40	Zone Debolmente armate	S3	C45/55	40
							Zone Fortemente armate	S4		

Di seguito sono riportati gli estratti delle tabelle nella normativa sopra indicata.

PROSPETTO CLASSI DI ESPOSIZIONE E COMPOSIZIONE UNI EN 206-1 (UNI 11104 MARZO 2004)

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo o disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.						
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,00	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	1a, 5b	0,50	40	340
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscina)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zona esposta agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360
6 Attacco chimico (**)						
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di tanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua refluo	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360
*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: moderato occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; elevato alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.						
**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti						

prospetto F.1 **Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^{a)}	4,0 ^{b)}	4,0 ^{b)}	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati ^{b)}		
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																	
b)	Qualora la presenza di SO ₄ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																	

prospetto 3

Classi di abbassamento al cono (slump)

Classe	Abbassamento al cono
S1	da 10 a 40
S2	da 50 a 90
S3	da 100 a 150
S4	da 160 a 210
S5 ¹⁾	≥220

CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
XC2, XC3	25	35	35	45
XC4	30	40	40	50
XS1, XD1	35	45	45	55
XS2, XD2	40	50	50	60
XS3, XD3	45	55	55	65

Vengono riportate di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati ai fini strutturali:

➤ **CALCESTRUZZO C 30/37**

$$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ck} = 30,7 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cm} = F_{ck} + 8 = 38,7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 * \sqrt[3]{\frac{F_{cm}}{10}} = 43279,10 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cd} = 0,85 * \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 17,40 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ctm} = 0,30 * F_{ck}^{2/3} = 2,94 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ctk} = 0,70 * F_{ctm} = 2,05 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{bd} = 2,25 * \frac{F_{ctk}}{\gamma_c} = 3,07 \text{ N/mm}^2$$

➤ **CALCESTRUZZO C 45/55**

$$R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ck} = 45,7 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cm} = F_{ck} + 8 = 53,7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 * \sqrt[3]{\frac{F_{cm}}{10}} = 50981,2 \text{ N/mm}^2$$

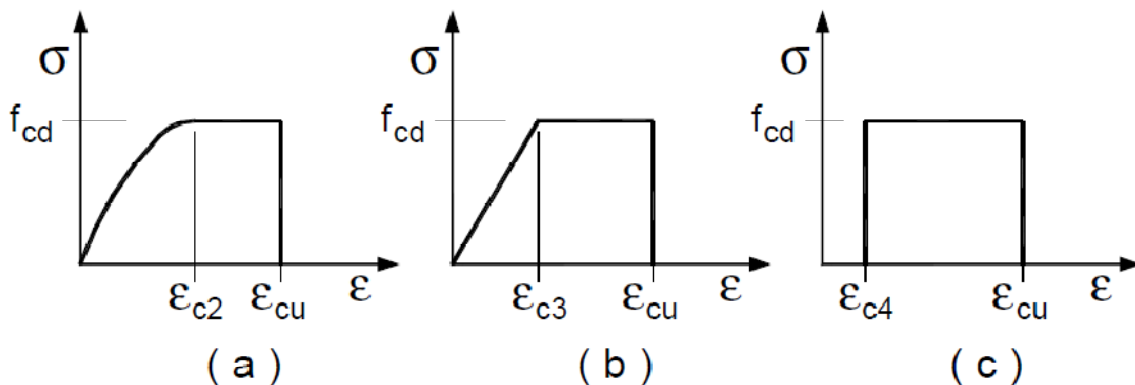
$$F_{cd} = 0,85 * \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 25,9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ctm} = 0,30 * F_{ck}^{2/3} = 3,83 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ctk} = 0,70 * F_{ctm} = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{bd} = 2,25 * \frac{F_{ctk}}{\gamma_c} = 4,02 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} :



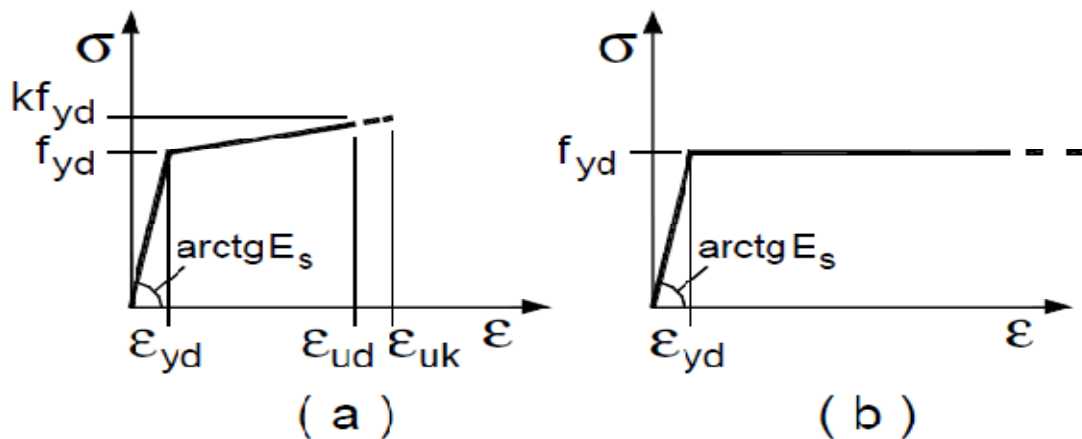
I modelli $\sigma - \varepsilon$ per il calcestruzzo sono: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 0,20\% & \varepsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \varepsilon_{c3} &= 0,175\% & \varepsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

➤ ACCIAIO B450C:

$$\begin{aligned} F_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ F_{yd} &= F_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$. In Figura sono rappresentati i modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.



Indice dei Simboli Frequenti

Calcestruzzo:

R_{ck}	resistenza caratteristica cubica;
F_{ck}	resistenza caratteristica cilindrica;
F_{cd}	resistenza di calcolo cilindrica;
F_{cm}	resistenza cilindrica media;
F_{ctm}	resistenza media a trazione;
F_{ctk}	resistenza caratteristica a trazione;
F_{ctd}	resistenza di calcolo a trazione;
F_{bd}	tensione tangenziale ultima di aderenza;
E_c	modulo elastico del cls.

Acciaio ordinario:

F_{yk}	resistenza caratteristica
F_{yd}	resistenza di calcolo

Acciaio ad alta resistenza

F_{ptk}	resistenza caratteristica delle trecce;
F_{ptd}	resistenza di calcolo.

CAPITOLO 2

Classificazione e combinazioni delle azioni ed analisi dei carichi

Predimensionamento e progetto tipi di solaio

2.1 Azioni agenti sulla struttura

Sisma

In base alla nuova zonizzazione del territorio nazionale, la località presa in considerazione per il progetto ricade in zona sismica 1.

Neve

La costruzione ricade in zona nevosa III. È situata ad una quota sul livello medio mare pari a 200 m, con carico neve al suolo avente periodo di ritorno di 200 anni. Tale carico viene considerato nel dimensionamento del solaio di copertura.

Carichi agenti:

a) Peso proprio della struttura:

C. A.	25,00 kN/m³
Laterizi	8,00 kN/m³

b) Peso proprio della struttura:

massetto	16,00 kN/m³
intonaco	18,00 kN/m³
pavimento	0,40 kN/m²
inc. tramezzi	1,20 kN/m²
inc.tamponatura	2,70 kN/m² (30% pieno)
impermeabilizzazione	0,30 kN/m²

c) Carichi accidentali:

solaio residenziale/ copertura	3,00 kN/m²
copertura praticabile	2,00 kN/m²
solaio commerciale	4,00 kN/m²
solaio autorimessa	2,50 kN/m²
solaio autorimessa	10 kN (forza concentrata - asse veicolo)
balconi / scale	4,00 kN/m²

2.2 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite le NTC definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Stati limite ultimi

Combinazione fondamentale:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_2^n \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione sismica:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_2^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove con γ_{Gi} si sono indicati i coefficienti parziali di sicurezza, mentre con ψ si sono indicati i coefficienti moltiplicativi del carico, che tengono conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti col loro valore massimo.

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

1 Coefficienti parziali agli S.L.U.

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

2 Coefficienti di Combinazione

Stati limite di esercizio

Combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} * Q_{k2} + \dots$$

Combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

2.3 Predimensionamento del solaio

Il solaio dell'edificio è realizzato in cemento armato gettato in opera con travetti prefabbricati in C.A.P. e laterizi. Per il dimensionamento di massima della soletta S e dell'altezza H della sezione si fa riferimento alla normativa tecnica per la progettazione in C.A. secondo la quale deve essere :

$$s \geq 4 \text{ cm}$$

anche se i valori ottimali si hanno per $4 \text{ cm} \leq s \leq 6 \text{ cm}$

Per il dimensionamento di H invece si prende il massimo tra 12 cm ed $1/25$ della luce della campata massima, per cui:

$$H = 1/25 l_{max}$$

2.4 Progetto del solaio tipo

Come specificato precedentemente i solai di piano saranno di tipo gettato in opera con travetti prefabbricati in C.A.P.

Nonostante il solaio non è altro che una piastra nervata si adotterà un modello di calcolo semplificato considerando una serie di travi a T affiancate. Lo schema di calcolo è quello di trave su due appoggi applicando una riduzione sul momento massimo in campata in quanto è considerato un leggero grado di semincastro, in particolare il momento massimo è pari a $pl^2/10$.

➤ PIANO RESIDENZIALE

Hsolaio	0,26	m
soletta	0,06	m
pignatta	0,2	m
bpign	0,38	m
interasse	1	m

γ_{cls}	25	kN/mq
$b_{travetto}$	0,12	m
$\gamma_{pignatta}$	4	kN/mq

I carichi applicati sul solaio sono paria a:

- Carichi strutturali g_1 :

- P.P solaio ($H_{solaio} = 26 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} g_{,travetti} &= 1,20 \text{ kN/m}^2 \\ g_{,soletta} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 \\ g_{,pignatta} &= 0,61 \text{ kN/m}^2 \\ \mathbf{g_{1,solaio}} &= \mathbf{3,31 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

- Carichi non strutturali g_2 :

- solaio ($H_{solaio} = 26 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} g_{,massetto} &= 1,12 \text{ kN/m}^2 \text{ (s = 7 cm)} \\ g_{,intonaco} &= 0,54 \text{ kN/m}^2 \text{ (s = 3 cm)} \\ g_{,pavimento} &= 0,4 \text{ kN/m}^2 \\ \mathbf{g_{2,solaio}} &= \mathbf{2,06 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

Il carico delle tamponature è determinato secondo quanto definito al 3.1.3.1 delle NTC08

p.p. blocchi	6,00	kN/m ³
p.p. intonac	18,00	kN/m ³
h(tram)	3,00	m
s(tamp)	0,08	m
s(intonac)	0,04	m
P	3,60	kN/m
g2k	1,60	kN/m²

- P.P. tramezzi

$$g, tram = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi accidentali q_k :

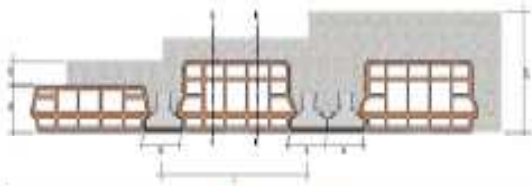
sovraccarico solaio

$$qk1 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Carico di calcolo	Combinazione Rara	
	MOMENTO di Calcolo	TAGLIO di Calcolo
Luce = 6,4 m	M = 36,73293 kN*m	T = 28,6976 kN
qd(rara) = 8,97 KN/mq	M = 3673,293 daN*m	T = 2869,76 daN
	MOMENTO RESISTENTE	TAGLIO RESISTENTE
	M = 3740 daN*m	T = 2528 daN

Dal catalogo **FANTINI** si sceglie quindi la tipologia di travetto:

TRAVETTO CELER SYSTEM - MONOTRAVE 9X12 - [T7 - 7A12]



CELERSYSTEM

INT. 50

SOLAIO MONOTRAVE 9X12 INT. 50											CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE						
ALTEZZA SOLAIO	CONGLOMERATO	PESO DEL SOLAIO IN OPERA	MOMENTI POSITIVI E TAGLI								SEZIONE PARZIALIZZATA		SEZ. INTER. REAGENTE	RESISTENZE TERMICHE			
			prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 m								ASSE NEUTRO	MOMENTO D'INERZIA	MOD. RESIST. SUPERIORE	MOD. RESIST. INFERIORE	MOMEN. D'INERZIA BARICENT.	FLUSSO ASCENDENTE <small>(modulo cod. L10004)</small>	FLUSSO DISCENDENTE <small>(modulo cod. L10004)</small>
			MOMENTI (daNm)							TAGLI							
H (cm)	L/m ²	daN/m ²	T1 340	T2 340/448	T3 3412	T4 4412	T5 5412	T6 6412	T7 7412	daN	x cm	J cm ⁴	W _u cm ³	W _l cm ³	J _c cm ⁴	m ² K/w	m ² K/w
12+5	66	255	654	888	966	1308	1676	1910	2200	1652	5.82	20690	3552	1248	28854	0.244	0.258
12+6	76	280	702	952	1040	1406	1802	2056	2370	1750	6.06	24216	3996	1368	34528	0.249	0.262
16+5	78	290	848	1148	1260	1700	2182	2496	2884	2042	6.98	36514	5230	1756	53110	0.294	0.316
16+6	88	315	898	1214	1334	1796	2308	2642	3056	2138	7.10	41466	5836	1876	61770	0.298	0.320
18+5	80	305	946	1278	1406	1894	2434	2790	3226	2236	7.54	46286	6136	2020	68502	0.328	0.347
18+6	90	330	996	1344	1480	1992	2560	2936	3398	2332	7.62	52022	6830	2140	78918	0.333	0.351
20+5	85	320	1044	1408	1554	2090	2688	3084	3568	2430	8.10	57312	7078	2286	86202	0.346	0.369
20+6	95	345	1094	1474	1628	2188	2814	3230	3740	2528	8.12	63874	7866	2408	98554	0.352	0.373
22.5+5	91	345	1166	1572	1738	2334	3002	3450	3996	2674	8.78	72866	8304	2624	111718	0.397	0.421
22.5+6	101	370	1216	1638	1810	2432	3130	3596	4168	2770	8.74	80522	9214	2748	126744	0.403	0.425
25+5	98	365	1288	1734	1920	2580	3298	3816	4424	2916	9.44	90406	9576	2964	141180	0.416	0.446
25+6	108	390	1338	1800	1994	2678	3306	3964	4558	3014	9.35	99218	10612	3090	159168	0.422	0.450
30+5	107	405	1534	2060	2288	3068	3628	4550	5002	3402	10.75	131494	12250	3654	212702	0.497	0.528
30+6	117	430	1582	2126	2360	3166	3652	4622	5034	3500	10.54	142788	13548	3782	237484	0.502	0.532
32+5	113	440	1632	2192	2434	3264	3772	4774	5200	3596	11.24	150190	13364	3930	246282	0.527	0.558
32+6	123	465	1680	2256	2508	3362	3800	4810	5238	3694	11.01	162540	14768	4060	274110	0.532	0.562

➤ **PIANO COMMERCIALE**

Hsolaio	0,26	m
soletta	0,06	m
pignatta	0,2	m
bpign	0,38	m
interasse	1	m

γ_{cls}	25	kN/mq
$b_{travetto}$	0,24	m
$\gamma_{pignatta}$	4	kN/mq

I carichi applicati sul solaio sono paria a:

- Carichi strutturali g_1 :

- P.P solaio ($H_{solaio} = 26 \text{ cm}$)

$$g, travetti = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

$$g, soletta = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$g, pignatta = 0,61 \text{ kN/m}^2$$

$$g1, solaio = 3,91 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi non strutturali g_2 :

- solaio ($H_{solaio} = 26 \text{ cm}$)

$$g, massetto = 1,12 \text{ kN/m}^2 \text{ (s = 7 cm)}$$

$$g, intonaco = 0,54 \text{ kN/m}^2 \text{ (s = 3 cm)}$$

$$g, pavimento = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$g2, solaio = 2,06 \text{ kN/m}^2$$

Il carico delle tamponature è determinato secondo quanto definito al 3.1.3.1 delle NTC08

p.p. blocchi	6,00	kN/m ³
p.p. intonac	18,00	kN/m ³
h(tram)	3,00	m
s(tamp)	0,08	m
s(intonac)	0,04	m
P	3,60	kN/m
g2k	1,60	kN/m²

- P.P. tramezzi

$$g, tram = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi accidentali q_k :

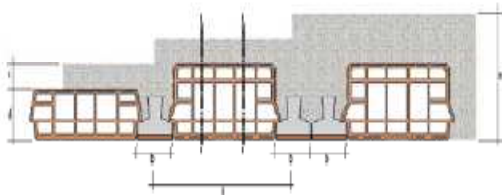
sovraccarico solaio

$$qk1 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Carico di calcolo		Combinazione Rara			
Luce =	6,4 m	MOMENTO di Calcolo		TAGLIO di Calcolo	
qd(rara)=	11,57 KN/mq	M =	47,38 kN*m	T =	37,01 kN
		M =	4738,25 daN*m	T =	3701,76 daN
		MOMENTO RESISTENTE		TAGLIO RESISTENTE	
		M =	5053 daN*m	T =	4303 daN

Dal catalogo FANTINI si sceglie quindi la tipologia di travetto:

TRAVETTO CELER SYSTEM - BITRAVE 9X12 - [T6 - 6A12]



CELERSYSTEM

INT. 62

SOLAIO BITRAVE 9X12 INT. 62 cm										CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE							
ALTEZZA SOLAIO	CONGLOMERATO	PESO DEL SOLAIO IN OPERA	MOMENTI POSITIVI E TAGLI								SEZIONE PARZIALIZZATA				SEZ. INTER. REAGENTE	RESISTENZE TERMICHE	
			prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 m								ASSE NEUTRO	MOMENTO D'INERZIA	MOD. RESIST. SUPERIORE	MOD. RESIST. INFERIORE	MOMEN. D'INERZIA BARICENT.	FLUSSO ASCENDENTE <small>(escluso coef. Linnar)</small>	FLUSSO DISCENDENTE <small>(escluso coef. Linnar)</small>
			MOMENTI (daNxm)							TAGLI							
H (cm)	L/m ²	daN/m ²	T1 3A8	T2 2A12/1A8	T3 3A12	T4 4A12	T5 5A12	T6 6A12	T7 7A12	daN	x cm	J cm ⁴	W _s cm ³	W _i cm ³	J _c cm ⁴	m ² k/w	m ² k/w
12+5	75	285	1037	1400	1434	2040	2589	2924	3029	2813	6,95	27163	3908	1823	36894	0,199	0,206
12+6	85	310	1116	1506	1584	2198	2792	3161	3461	2979	7,21	32176	4460	2011	44458	0,205	0,211
16+5	92	340	1352	1821	1995	2671	3403	3871	4439	3476	8,42	49082	5831	2631	68381	0,239	0,251
16+6	102	365	1431	1926	2113	2829	3608	4106	4716	3640	8,58	56303	6576	2829	79919	0,244	0,255
18+5	99	355	1510	2032	2231	2987	3811	4344	4992	3806	9,12	62731	6877	3047	88500	0,265	0,274
18+6	109	380	1589	2137	2350	3145	4015	4581	5268	3971	9,24	71155	7700	3250	102334	0,270	0,278
20+5	107	385	1668	2242	2468	3303	4219	4818	5544	4137	9,81	78210	7976	3471	111745	0,281	0,291
20+6	117	410	1747	2347	2585	3460	4423	5053	5819	4303	9,89	87895	8892	3677	128076	0,286	0,295
22.5+5	116	410	1865	2505	2763	3697	4727	5408	6234	4582	10,64	100168	9416	4005	145432	0,317	0,328
22.5+6	126	435	1944	2610	2882	3855	4992	5645	6510	4716	10,67	111510	10452	4216	165169	0,322	0,332
25+5	126	445	2063	2768	3060	4092	5237	6000	6924	4965	11,45	125069	10927	4545	184548	0,335	0,348
25+6	136	470	2140	2873	3177	4248	5442	6297	7200	5131	11,43	138147	12082	4760	208008	0,340	0,352
30+5	144	505	2456	3294	3652	4881	5961	7184	8223	5792	13,00	183860	14147	5634	280279	0,394	0,408
30+6	154	530	2535	3398	3769	5037	5998	7419	8273	5958	12,91	200619	15544	5856	312129	0,400	0,412
32+5	152	540	2615	3505	3887	5195	6165	7656	8502	6123	13,59	210782	15505	6071	325534	0,417	0,431
32+6	162	565	2694	3610	4006	5353	6215	7868	8569	6289	13,48	229089	16998	6298	361094	0,422	0,435

➤ **PIANO AUTORIMESSA**

Hsolaio	0,36	m
soletta	0,06	m
pignatta	0,30	m
bpign	0,38	m
interasse	1	m

γ_{cls}	25	kN/mq
$b_{travetto}$	0,24	m
$\gamma_{pignatta}$	4	kN/mq

I carichi applicati sul solaio sono paria a:

- Carichi strutturali g_1 :

- P.P solaio ($H_{solaio} = 26 \text{ cm}$)

$$g_{,travetti} = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{,soletta} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{,pignatta} = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{g1,solaio} = \mathbf{4,21 \text{ kN/m}^2}$$

- Carichi non strutturali g_2 :

- solaio ($H_{solaio} = 26 \text{ cm}$)

$$g_{,massetto} = 1,12 \text{ kN/m}^2 \text{ (s = 7 cm)}$$

$$g_{,intonaco} = 0,54 \text{ kN/m}^2 \text{ (s = 3 cm)}$$

$$g_{,pavimento} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{g2,solaio} = \mathbf{2,06 \text{ kN/m}^2}$$

Il carico delle tamponature è determinato secondo quanto definito al 3.1.3.1 delle NTC08

p.p. blocchi	6,00	kN/m ³
p.p. intonac	18,00	kN/m ³
h(tram)	3,00	m
s(tamp)	0,08	m
s(intonac)	0,04	m
P	3,60	kN/m
g2k	1,60	kN/m²

- P.P. tramezzi

$$g_{,tram} = \mathbf{1,60 \text{ kN/m}^2}$$

- Carichi accidentali q_k :

sovraccarico solaio

$$qk1 = \mathbf{2,5 \text{ kN/m}^2}$$

Nel sovraccarico accidentale si dovrà considerare anche una forza concentrata pari a **10 kN** per ogni asse di veicolo. In particolare sul solaio di maggiore luce, verranno considerati 2 veicoli, per un totale di 4 assi, in mezzera della trave equivalente interessati da 1,50m.

Gli schemi di calcolo del momento massimo quindi saranno due:

- Carichi permanenti sommati al carico accidentale distribuito:

Carico di calcolo			Combinazione Rara					
Luce	6,40	m	MOMENTO di Calcolo		TAGLIO di Calcolo			
qd(rara)	10,37	KN/mq	M =	42,48	kN*m	T =	33,19	kN
			M =	4248,37	daN*m	T =	3319,04	daN

- carichi permanenti sommati alle 4 forze concentrate in mezzeria:

solo carichi permanenti

Carico di calcolo			Combinazione Rara					
qd(rara)=	7,87	KN/mq	MOMENTO di Calcolo		TAGLIO di Calcolo			
Luce =	6,4	m	M =	32,24	kN*m	T =	25,19	kN

Forze concentrate

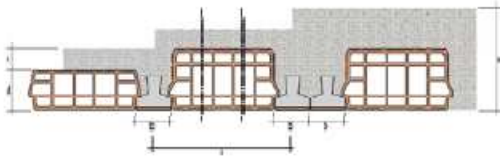
Carico di calcolo			Combinazione Rara					
Luce =	6,4	m	MOMENTO di Calcolo		TAGLIO di Calcolo			
			M =	42,00	kN*m	T =	20,00	kN
			M =	4200,00	daN*m	T =	2000,00	daN

Da questi due schemi si ricava il momento massimo di progetto:

Combinazione Rara					
MOMENTO di Calcolo		TAGLIO di Calcolo			
M =	74,24	kN*m	T =	45,19	kN
M =	7424,37	daN*m	T =	4519,04	daN
MOMENTO RESISTENTE		TAGLIO RESISTENTE			
M =	8273	daN*m	T =	5958	daN

Dal catalogo **FANTINI** si sceglie quindi la tipologia di travetto:

TRAVETTO CELER SYSTEM - BITRAVE 9X12 - [T7 - 7A12]



CELERSYSTEM

INT. 62

SOLAIO BITRAVE 9X12 INT. 62 cm										CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE							
ALTEZZA SOLAIO	CONGLOMERATO	PESO DEL SOLAIO IN OPERA	MOMENTI POSITIVI E TAGLI							SEZIONE PARZIALIZZATA				SEZ. INTER. REAGENTE	RESISTENZE TERMICHE		
			prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 m							ASSE NEUTRO	MOMENTO D'INERZIA	MOD. RESIST. SUPERIORE	MOD. RESIST. INFERIORE	MOMEN. D'INERZIA BARICENT.	FLUSSO ASCENDENTE <small>(calcolo col. L, l, m, n)</small>	FLUSSO DISCENDENTE <small>(calcolo col. L, l, m, n)</small>	
			MOMENTI (daNxm)														TAGLI
H (cm)	L/m ²	daN/m ²	T1 3A8	T2 2A12+1A8	T3 3A12	T4 4A12	T5 5A12	T6 6A12	T7 7A12	daN	x cm	J cm ⁴	W ₁ cm ³	W ₂ cm ³	J _c cm ⁴	m ² K/w	m ² K/w
12+5	75	285	1037	1400	1434	2040	2589	2924	3029	2813	6.95	27163	3908	1823	36894	0.199	0.206
12+6	85	310	1116	1506	1584	2198	2792	3161	3461	2979	7.21	32176	4460	2011	44458	0.205	0.211
16+5	92	340	1352	1821	1995	2671	3403	3871	4439	3476	8.42	49082	5831	2631	68381	0.239	0.251
16+6	102	365	1431	1926	2113	2829	3608	4106	4716	3640	8.58	56303	6576	2829	79919	0.244	0.255
18+5	99	355	1510	2032	2231	2987	3811	4344	4992	3806	9.12	62731	6877	3047	88500	0.265	0.274
18+6	109	380	1589	2137	2350	3145	4015	4581	5268	3971	9.24	71155	7700	3250	102334	0.270	0.278
20+5	107	385	1668	2242	2468	3303	4219	4818	5544	4137	9.81	78210	7976	3471	111745	0.281	0.291
20+6	117	410	1747	2347	2585	3460	4423	5053	5819	4303	9.89	87895	8892	3677	128076	0.286	0.295
22.5+5	116	410	1865	2505	2763	3697	4727	5408	6234	4552	10.64	100168	9416	4005	145432	0.317	0.328
22.5+6	126	435	1944	2610	2882	3855	4932	5645	6510	4716	10.67	111510	10452	4216	165169	0.322	0.332
25+5	126	445	2063	2768	3060	4092	5237	6000	6924	4965	11.45	125069	10927	4545	184548	0.335	0.348
25+6	136	470	2140	2873	3177	4248	5442	6237	7200	5131	11.43	138147	12082	4760	208008	0.340	0.352
30+5	144	505	2456	3294	3652	4881	5961	7184	8223	5792	13.00	183860	14147	5634	280279	0.394	0.408
30+6	154	530	2535	3398	3769	5037	5998	7419	8273	5958	12.91	200619	15544	5856	312129	0.400	0.412
32+5	152	540	2615	3505	3887	5195	6165	7656	8502	6123	13.59	210782	15505	6071	325534	0.417	0.431
32+6	162	565	2694	3610	4006	5353	6215	7868	8569	6289	13.48	229089	16998	6298	361094	0.422	0.435

2.5 Azione sismica [N.T.C.2008 §3.2]

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su sito di riferimento e di ordinata dello spettro di risposta elastico riferito ad una prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In base alla P_{VR} la risposta spettrale è definita in base ai tre parametri a_g (accelerazione orizzontale massima, espressa in $g/10$), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, adimensionale) e T_C^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, espresso in secondi). La Normativa suddivide il territorio nazionale in base ad una griglia di 5km di lato e per ogni nodo della griglia, identificato univocamente da una sigla numerica (ID), vengono forniti i valori dei suddetti parametri.

Località : RENDE (CS)

Lat: 39,3315°

Long: 16,1815°

La vita nominale della struttura è pari a $V_n = 50$ anni mentre il periodo di riferimento è pari a :

$$V_r = V_n * C_u = 50 * 1 = 50$$

Nei confronti delle azioni sismiche gli Stati Limite vengono definiti nel seguente modo:

- per gli SLE si hanno Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD);
- per gli SLU si hanno Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

In base allo Stato Limite considerato si hanno i seguenti valori del tempo di ritorno del sisma T_R e della probabilità di superamento P_{VR} :

Tempo di ritorno del sisma			
Stati limite		P_{VR}	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio	S.L.O.	81%	30,11
	S.L.D.	63%	50,29
Stati Limite Ultimi	S.L.V.	10%	474,56
	S.L.C.	5%	974,79

Dove T_r è stato calcolato come:

$$T_r = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

Stabilite le coordinate geografiche della costruzione ed i tempi di ritorno dell'azione sismica, vengono ricavati dalle tabella fornite dalle N.T.C. 2008 i seguenti parametri:

SLV	$T_r = 475$ anni	SLD	$T_r = 50$ anni
a_g	0,262	a_g	0,090
F_0	2,428	F_0	2,275
T_C^*	0,371	T_C^*	0,310

.Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla categoria di sottosuolo:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo si fa riferimento alla velocità equivalente $V_{s,30}$ delle onde di taglio nei primi 30m di profondità. In mancanza di prove dirette, la velocità equivalente nei terreni prevalentemente a grana grossa, viene calcolata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove h_i è lo spessore dell'i-esimo strato compreso nei primi 30m di profondità e $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio in tale strato.

Categoria sottosuolo: A

Condizione Topografica: T1

La categoria topografica è definita in base alle caratteristiche topografiche del suolo :

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 $i > 30^\circ$

2.5.1 Spettro di risposta e di progetto in accelerazione

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \left[\frac{T_1}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T_1}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q}$$

$$T_C \leq T_1 < T_D \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right)$$

$$T_D \leq T_1 \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \right)$$

dove:

- **T₁** è il periodo di vibrazione proprio della struttura;
- **S** è il coefficiente che tiene conto della categoria del suolo e delle condizioni topografiche;
- **q** è il fattore di struttura;
- **F₀** è il fattore di amplificazione spettrale;
- **a_g** è l'accelerazione orizzontale massima;
- **T_b, T_c e T_d** sono i periodi, espressi in secondi, corrispondenti all'inizio dei vari tratti dello spettro.

Definiamo, di seguito, il valore dei vari coefficienti:

- **T_c** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costate dello spettro:

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

dove C_c è un coefficiente funzione della categoria del suolo, definito dalla relazione :

$$C_c = 1 \text{ (suolo tipo A)}$$

- **T_b** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_b = T_c / 3$$

- **T_d** è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4 \cdot (a_g/g) + 1,6$$

Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute. Le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. La Normativa definisce due classi di duttilità in base alla regolarità in pianta e in elevazione della struttura:

- CD"A" classe di duttilità alta;
- CD"B" classe di duttilità bassa.

Nel caso in oggetto si sceglierà la classe di duttilità:

CD B

La classe di duttilità serve a definire il valore del fattore di struttura.

Verifiche preliminari di regolarità

La regolarità in pianta è rispettata poichè:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo in cui l'edificio è inscritto è inferiore a 4;
- c) non esistono rientri o sporgenze che superino il 25% della dimensione totale dell'edificio, nella direzione del rientro o della sporgenza;
- d) i solai possano essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.
- e) è regolare la distribuzione in pianta dei tamponamenti.

Si considerano soddisfatte le limitazioni di regolarità in altezza, salvo poi effettuare la verifica a valle della progettazione.

Fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado d'iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale.

Può essere calcolato tramite la seguente formula:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q è il valore del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra i moltiplicatori corrispondenti alla formazione dell'ultima e della prima cerniera plastica;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tipologia	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

3 valori di q_0

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :		
a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai		
- strutture a telaio di un piano		$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata		$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate		$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti		
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale		$\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate		$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti		$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

4 valore del rapporto per definire q_0

Nel nostro caso si è ottenuto il seguente valore per quanto riguarda il fattore di struttura:

K_r	$au/a1$	q_0	q
0,8	1,15	3,45	2,76

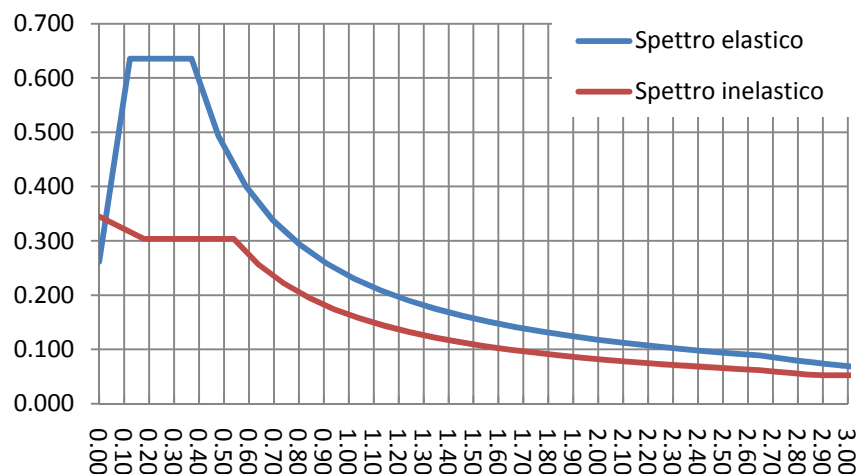
- $K_r = 0,8$ la struttura non è regolare in altezza
- $au/a1 = 1,15$ la struttura è classificabile come mista equivalente a telai

Gli spettri di risposta risultano essere i seguenti:

- SLV ($T_r = 475$ anni)

a_g	0,262
F_0	2,428
T_c^*	0,540
S_s	1,390
C_c	1,000
S_t	1,475
q	2,76

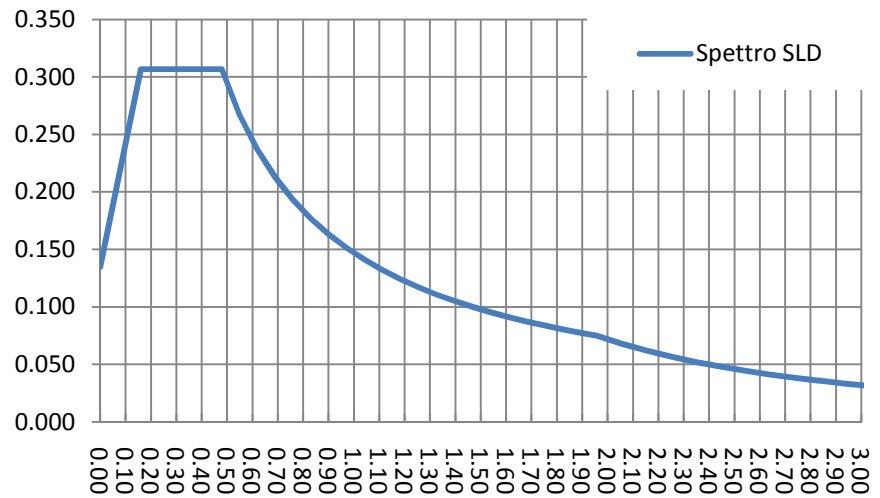
T_b	0,180
T_c	0,540
T_d	2,647



- SLD (Tr = 50 anni)

a_g	0,090
F0	2,275
Tc*	0,310
Ss	1,390
Cc	1,000
St	1,475
q	1,000

Tb	0,160
Tc	0,479
Td	1,960



2.6 Azione della neve

La struttura, secondo quanto definito dalle NTC 08 è localizzata in zona nevosa III, il carico della neve a cui sono soggette le coperture è pari a:

- Carico neve q_s :

$$q_s = \mu_1 * q_{sk} * C_e * C_t$$

Secondo quanto indicato dalla normativa :

$$\mu_1 = 0,8 \quad C_e = 1 \quad C_t = 1$$

L'edificio si trova in zona III ad un'altitudine pari a 200 m.s.l.m.

$$q_{sk} = 0,6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 0,48 \text{ KN/m}^2$$

CAPITOLO 3

Modellazione strutturale e progetto in EDISIS

3.1 Modellazione della struttura

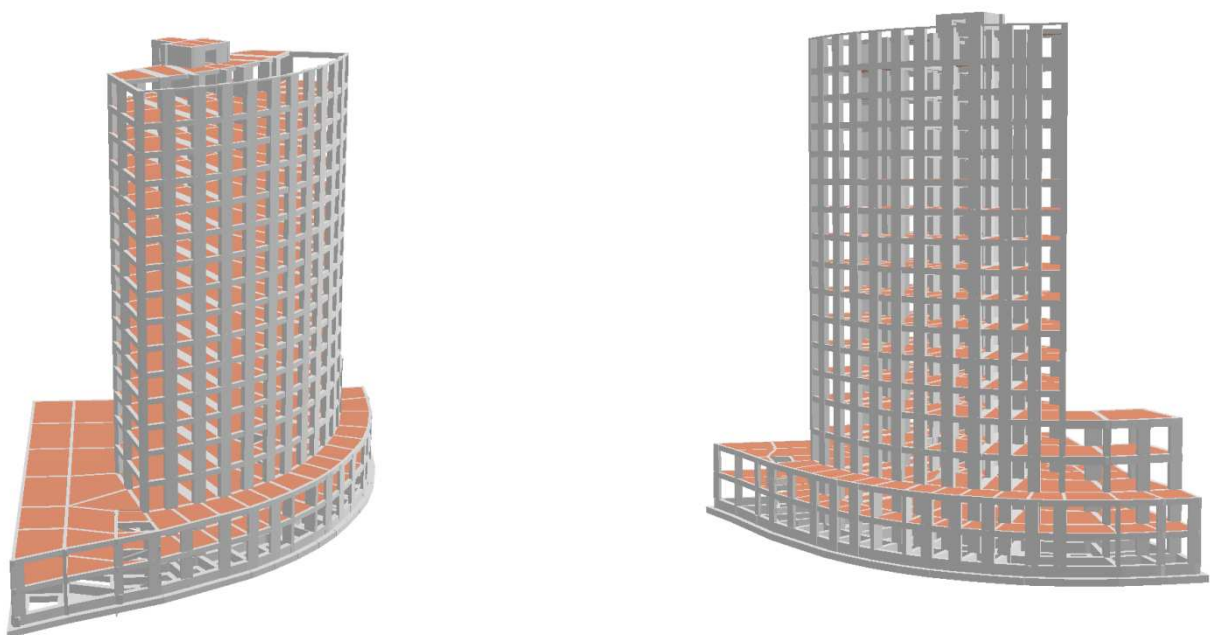
Attraverso l'ausilio del software EDISIS si è preceduto ad eseguire il modello strutturale. Come esplicitato in precedenza, essendo presente un giunto di separazione, in realtà i modelli strutturali eseguiti sono stati due:

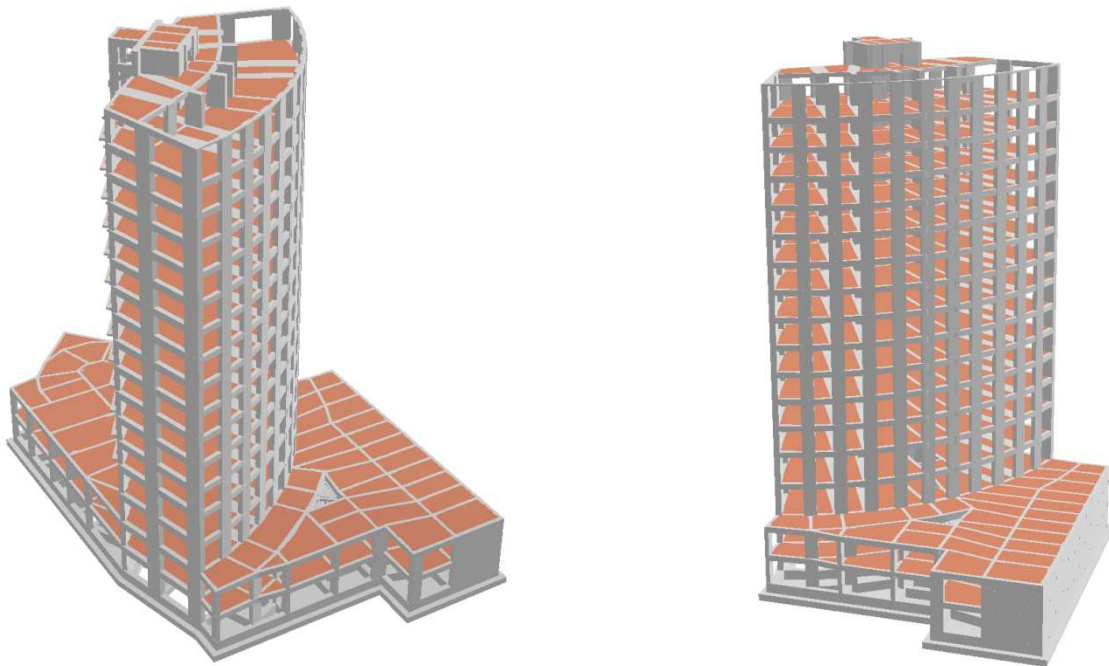
- Modello strutturale TORRE A, per la parte a sinistra del giunto.
- Modello strutturale TORRE B, per la parte a destra del giunto.

La struttura è vista come un organismo tridimensionale composto da elementi resistenti diversi: travi, pilastri, pareti, solai e platee, ciascuno dei quali descritto come solido tridimensionale di dimensione finita. Nella valutazione delle caratteristiche di rigidità degli elementi si tiene conto della dimensione finita delle sezioni e dell'ingombro finito dei nodi di interconnessione. Coerentemente con le caratteristiche degli edifici in cemento armato, il modello tiene conto del contributo irrigidente di ciascun solaio, modellando questi con elementi finiti bidimensionali connessi alle travi di contorno. Le travi di fondazione sono trattate dal programma come graticcio di travi elastiche su suolo elastico alla Winkler. Nell'analisi viene assunto un coefficiente di rigidità di Winkler variabile da elemento ad elemento in funzione delle dimensioni di base. La platea di fondazione viene modellata come piastra nervata alla Kirchhoff su suolo elastico alla Winkler. Possiamo quindi dividere la fase di input in diversi STEP:

- STEP 1: Definizione caratteristiche generali della struttura e dei materiali.
- STEP 2: inserimento all' interno del programma i livelli, tutte le linee montanti, le campate e le zone solaio secondo il modello geometrico
- STEP 3: assegnazione di pilastri, travi, pareti, e solai tipo ognuno con le proprie caratteristiche.
- STEP 4: Controllo del modello e correzione di eventuali incongruenze.

Si può già ottenere quindi il modello solido della struttura creato:





- STEP 5: Assegnazione dei carichi alla struttura con i corrispettivi indici di combinazione. Il peso proprio della struttura è determinato in modo automatico dal software.

- o AUTORIMESSA [PIANI -1;-2]

Scp	366	kg/mq
Idv	7	
scv	250	kg/mq

Note :

torre A		
solai	56 - 49	
Scp	366	kg/mq
Idv	4	
scv	400	kg/mq

torre B		
solai	61 3	
Scp	366	kg/mq
Idv	4	
scv	400	kg/mq

- o COMMERCIALE [PIANI 0; 1]

Scp	366	kg/mq
Idv	5	
scv	400	kg/mq

Note :

torre A-B		
tutti i solai non coperti dalle torri		
Scp	366	kg/mq
Idv	4	
scv	434	kg/mq

- RESIDENZIALE [PIANI 2 fino a 13]

Scp	366	kg/mq
Idv	3	
scv	200	kg/mq

Note :

torre A		
solai	56 - 49 - 57 - 58	
torre B		
solai	1 3 2 61	
Scp	366	kg/mq
Idv	3	
scv	400	kg/mq

torre A		
solai	30 39	liv. 2
Scp	396	kg/mq
Idv	3	
scv	233,6	kg/mq

- RESIDENZIALE [PIANI 14; 15]

Scp	366	kg/mq
Idv	3	
scv	200	kg/mq

Note :

torre A		
solai	56 - 49 - 57 - 58	
torre B		
solai	1 3 2 61	
scp=	366	kg/mq
idv=	3	
scv=	400	kg/mq

torre A		
solai	40 41 42 43 44 45 46	
torre B		
solai	54 55 7 57 58 59	
scp=	396	kg/mq
idv=	3	
scv=	233,6	kg/mq

○ BALCONI [PIANI 14; 15]

Scp	396	kg/mq
Idv	3	
scv	400	kg/mq

○ CARICHI SULLE TRAVI DELLE SCALE

carichi travi a ginocchio con vetrata		
Fp	738	kg/m
Mp	480	kgm/m
Fv	520	kg/m
Mv	338	kgm/m

carichi travi a ginocchio con tamponature		
Fp	1044	kg/m
Mp	679	kgm/m
Fv	520	kg/m
mv	338	kgm/m

○ CARICHI SULLE TRAVI DEI PIANEROTTOLI

carichi travi a ginocchio con vetrata		
Fp	522	kg/m
Mp	0	kgm/m
Fv	240	kg/m
Mv	0	kgm/m

carichi travi a ginocchio con tamponature		
Fp	905	kg/m
Mp	297	kgm/m
Fv	240	kg/m
mv	0	kgm/m

○ CARICHI SULLE TRAVI DOVUTI A TAMPONATURE E VETRATE

Carichi Tamponature con aperture				Edisis	
$g_T =$	6,93	kN/m	(Livelli residenziali)	70	Kg/m
$g_T =$	8,547	kN/m	(Livelli commerciali)	85	Kg/m
$g_T =$	7,392	kN/m	(Livelli interrato -1)	75	Kg/m
$g_T =$	7,392	kN/m	(Livelli interrato -2)	75	Kg/m

Carichi Tamponature senza aperture				Edisis	
$g_T =$	9,9	kN/m	(Livelli residenziali)	100	Kg/m
$g_T =$	12,21	kN/m	(Livelli commerciali)	125	Kg/m
$g_T =$	10,56	kN/m	(Livelli interrato -1)	105	Kg/m
$g_T =$	10,56	kN/m	(Livelli interrato -2)	105	Kg/m

Carichi Vetrate locali commerciali				Edisis	
$\gamma_v =$	25	kN/m ³	(Livelli commerciali)	30	Kg/m
$b_v =$	0,03	m			
$g_v =$	2,775	kN/m			

3.2 Analisi della struttura

Definite le caratteristiche geometriche e di carico della struttura si procede con l'analisi della stessa. Il software permette di fare diversi tipi di analisi. Quelle utilizzate ai fini del progetto e della verifica sono l'analisi dinamica lineare e l'analisi statica non lineare (pushover).

- Analisi Elastica

L'analisi elastica comprende l'analisi dei carichi, l'analisi per le singole azioni di carico e l'inviluppo delle sollecitazioni per le diverse combinazioni da considerare.

- Analisi dinamica modale

Inizialmente si sono analizzati i modi di vibrare della struttura. Per far ciò si sono studiate le vibrazioni libere non smorzate, cioè con forzante nulla applicata e assenza di dissipazione. L'equazione alla base di questo problema dinamico è:

$$M\ddot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

dove:

- M è la matrice delle masse della struttura spaziale;
- K è la matrice di rigidità della struttura spaziale;
- u è il vettore spostamento della struttura spaziale;

Ipotizzando una soluzione per u(t) ne uscirebbe un problema singolare, risolvibile solo attraverso un problema agli autovalori :

$$(-\omega^2 M + K)\Phi = 0$$

Ponendo nullo il determinante della matrice tra parentesi si ottiene la soluzione non banale dell'autovettore Φ e dell'autovalore ω . Il primo è una matrice quadrata di dimensioni pari ai gradi di libertà della struttura. Essa rappresenta i modi di vibrare della struttura, una forma adimensionalizzata della deformata. Il secondo è un vettore di dimensioni pari ai gradi di libertà della struttura. Esso rappresenta la frequenza circolare dei rispettivi modi di vibrare. Da questo è possibile ricavare il periodo di vibrazione modale come:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Risolto il problema caratteristico è possibile determinare il fattore di partecipazione di ogni modo:

$$g_i^{(x)} = \frac{\Phi_j^T M \underline{i}^{(x)}}{\Phi_j^T M \Phi_j} \quad g_i^{(y)} = \frac{\Phi_j^T M \underline{i}^{(y)}}{\Phi_j^T M \Phi_j}$$

Mentre la massa efficace associata sempre all'i-esimo modo è data dalle relazioni:

$$me_i^{(x)} = \frac{(\Phi_j^T M \underline{i}^{(x)})^2}{\Phi_j^T M \Phi_j} \quad me_i^{(y)} = \frac{(\Phi_j^T M \underline{i}^{(y)})^2}{\Phi_j^T M \Phi_j}$$

Si riportano quindi di seguito i risultati dell'analisi modale:

TORRE A

Masse di piano per analisi sismica dinamica

Liv	Qp	Massa sismica		C. Masse	
		Ws	CmX	CmY	
35	63,00	99,37	-10,90	1,74	
34	60,50	409,35	-13,62	-0,84	
33	58,45	72,58	-10,72	1,84	
32	56,80	847,12	-15,24	-2,47	
31	55,15	69,43	-10,68	1,87	
30	53,50	835,17	-15,22	-2,45	
29	51,85	69,43	-10,68	1,87	
28	50,20	835,17	-15,22	-2,45	
27	48,55	69,43	-10,68	1,87	
26	46,90	835,17	-15,22	-2,45	
25	45,25	69,43	-10,68	1,87	
24	43,60	835,17	-15,22	-2,45	
23	41,95	69,43	-10,68	1,87	
22	40,30	835,17	-15,22	-2,45	
21	38,65	69,43	-10,68	1,87	
20	37,00	835,17	-15,22	-2,45	
19	35,35	69,43	-10,68	1,87	
18	33,70	835,17	-15,22	-2,45	
17	32,05	69,43	-10,68	1,87	
16	30,40	835,17	-15,22	-2,45	
15	28,75	69,43	-10,68	1,87	
14	27,10	834,84	-15,22	-2,45	
13	25,45	69,43	-10,68	1,87	
12	23,80	835,17	-15,22	-2,45	
11	22,15	69,43	-10,68	1,87	
10	20,50	835,17	-15,22	-2,45	
9	18,85	69,43	-10,68	1,87	
8	17,20	1027,84	-12,39	-4,47	
7	15,10	79,54	-10,72	1,83	
6	13,20	1126,88	-12,04	-5,03	
5	11,10	89,76	-11,29	1,28	
4	9,20	2693,23	-12,70	1,41	
3	7,30	88,79	-14,52	2,78	
2	5,60	2799,40	-12,77	1,56	
1	3,70	98,36	-14,35	2,69	

Risultati dell'analisi spettrale

Modo	Periodo del modo			Partecipazione di massa			Forma	A.spettrale slu		A.spettrale sld		A.spettrale slo			
	Tslu	Tsld	Tslo	mx	my	mz		mch	mcv	aso	asv	aso	asv	aso	asv
1	1,0401	1,0401	1,0401	0,278	0,284	0,000	0,281	0,000	preval. Y	0,150	0,037	0,090	0,007	0,064	0,005
2	0,7940	0,7940	0,7940	0,215	0,251	0,000	0,514	0,000	preval. Y	0,197	0,050	0,118	0,009	0,084	0,006
3	0,6152	0,6152	0,6152	0,097	0,059	0,000	0,592	0,000	torsionale	0,254	0,065	0,152	0,012	0,109	0,008
4	0,2866	0,2866	0,2866	0,097	0,072	0,000	0,676	0,000	preval. X	0,289	0,139	0,191	0,026	0,145	0,017
5	0,2550	0,2550	0,2550	0,034	0,073	0,000	0,730	0,000	preval. Y	0,289	0,156	0,191	0,029	0,145	0,019
6	0,2151	0,2151	0,2151	0,040	0,015	0,000	0,757	0,000	torsionale	0,289	0,185	0,191	0,035	0,145	0,023
7	0,1628	0,1628	0,1628	0,045	0,003	0,000	0,781	0,000	torsionale	0,293	0,244	0,191	0,046	0,145	0,030
8	0,1508	0,1508	0,1508	0,051	0,073	0,000	0,844	0,000	preval. Y	0,295	0,264	0,188	0,050	0,145	0,033
9	0,1295	0,1295	0,1295	0,000	0,007	0,000	0,847	0,000	torsionale	0,300	0,265	0,179	0,050	0,138	0,033
10	0,1290	0,1290	0,1290	0,045	0,024	0,000	0,882	0,000	preval. X	0,300	0,265	0,179	0,050	0,138	0,033
11	0,1166	0,1166	0,1166	0,000	0,000	0,000	0,882	0,000	preval. Z	0,303	0,265	0,174	0,050	0,134	0,033
12	0,1140	0,1140	0,1140	0,000	0,000	0,547	0,882	0,548	preval. Z	0,303	0,265	0,172	0,050	0,133	0,033
13	0,1121	0,1121	0,1121	0,001	0,016	0,000	0,891	0,548	preval. Y	0,304	0,265	0,172	0,050	0,132	0,033
14	0,1069	0,1069	0,1069	0,001	0,001	0,010	0,892	0,558	preval. Z	0,305	0,265	0,170	0,050	0,131	0,033
15	0,1041	0,1041	0,1041	0,000	0,000	0,000	0,892	0,558	preval. Z	0,306	0,265	0,168	0,050	0,130	0,033
16	0,0978	0,0978	0,0978	0,000	0,032	0,001	0,908	0,558	preval. Y	0,307	0,265	0,166	0,050	0,128	0,033
17	0,0967	0,0967	0,0967	0,000	0,000	0,002	0,908	0,560	preval. Z	0,307	0,265	0,165	0,050	0,127	0,033
18	0,0949	0,0949	0,0949	0,008	0,008	0,005	0,916	0,565	preval. X	0,308	0,265	0,165	0,050	0,127	0,033
19	0,0946	0,0946	0,0946	0,000	0,000	0,000	0,916	0,566	preval. Z	0,308	0,265	0,165	0,050	0,127	0,033
20	0,0941	0,0941	0,0941	0,000	0,000	0,000	0,916	0,566	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,126	0,033
21	0,0932	0,0932	0,0932	0,012	0,000	0,004	0,922	0,570	preval. X	0,308	0,265	0,164	0,050	0,126	0,033
22	0,0925	0,0925	0,0925	0,000	0,000	0,000	0,922	0,570	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,126	0,033
23	0,0918	0,0918	0,0918	0,000	0,000	0,000	0,922	0,570	preval. Z	0,308	0,265	0,163	0,050	0,126	0,033
24	0,0915	0,0915	0,0915	0,000	0,000	0,000	0,922	0,570	preval. Y	0,308	0,265	0,163	0,050	0,126	0,033
25	0,0908	0,0908	0,0908	0,002	0,009	0,000	0,928	0,570	preval. Y	0,308	0,265	0,163	0,050	0,125	0,033
26	0,0907	0,0907	0,0907	0,000	0,001	0,000	0,928	0,570	preval. Y	0,309	0,265	0,163	0,050	0,125	0,033
27	0,0905	0,0905	0,0905	0,001	0,004	0,002	0,930	0,572	preval. Y	0,309	0,265	0,163	0,050	0,125	0,033
28	0,0900	0,0900	0,0900	0,000	0,000	0,001	0,931	0,573	preval. Z	0,309	0,265	0,163	0,050	0,125	0,033
29	0,0880	0,0880	0,0880	0,002	0,007	0,000	0,935	0,573	preval. Y	0,309	0,265	0,162	0,050	0,124	0,033

Rigidezze di interpiano

Liv	Mtot	Xm	Ym	dirK1	Xr	Yr	K1	K2	Kt	r	ls	r/ls
35 - 34	99,37	-11,03	1,60	44,06	-7,30	5,12	8228,18	2413,58	10277,66	411,7	333,8	1,23
34 - 32	581,30	-12,87	-0,18	39,48	-13,98	-2,36	4449,79	2008,46	15316,28	666,1	1165,4	0,57
32 - 30	1497,84	-14,15	-1,43	43,58	-17,70	-5,78	15989,17	4753,46	151628,64	1133,8	1177,8	0,96
30 - 28	2402,44	-14,44	-1,72	42,06	-17,46	-5,16	24699,60	11419,58	254787,45	1150,7	1177,8	0,98
28 - 26	3307,04	-14,58	-1,85	40,59	-16,96	-4,48	30798,93	18056,84	309750,25	1107,7	1177,8	0,94
26 - 24	4211,64	-14,65	-1,93	39,31	-16,54	-4,00	35152,24	23588,55	339386,12	1064,8	1177,8	0,90
24 - 22	5116,24	-14,70	-1,98	38,33	-16,23	-3,69	38305,92	27815,42	356948,78	1032,6	1177,8	0,88
22 - 20	6020,84	-14,74	-2,01	37,59	-16,00	-3,49	40658,24	31036,30	368039,23	1008,7	1177,8	0,86
20 - 18	6925,44	-14,76	-2,04	37,04	-15,83	-3,35	42496,02	33566,97	375307,20	990,0	1177,8	0,84
18 - 16	7830,04	-14,78	-2,06	36,63	-15,69	-3,25	44011,79	35648,97	380221,42	974,4	1177,8	0,83
16 - 14	8734,64	-14,80	-2,07	36,36	-15,58	-3,18	45313,77	37441,83	384051,34	961,2	1177,8	0,82
14 - 12	9638,91	-14,81	-2,08	36,45	-15,46	-3,15	46398,47	39056,49	389227,98	952,7	1177,8	0,81
12 - 10	10543,51	-14,82	-2,09	37,17	-15,31	-3,19	47174,75	40760,00	401362,20	954,2	1177,8	0,81
10 - 8	11448,11	-14,83	-2,10	41,25	-15,23	-3,28	47079,79	41590,72	420441,61	972,9	1177,8	0,83
8 - 6	12555,49	-14,61	-2,28	25,74	-13,48	-4,31	34655,50	31368,56	432756,82	1144,2	1438,9	0,80
6 - 4	13772,13	-14,39	-2,48	-26,67	-12,84	-4,27	42088,66	37117,03	524969,13	1150,2	1431,8	0,80
4 - 2	16554,15	-14,12	-1,82	57,36	-13,91	-4,86	64901,51	51398,93	1525936,60	1614,5	2016,0	0,80
2 - 0	19451,91	-13,94	-1,32	-69,92	-12,48	-4,01	56461,44	51709,31	1466038,20	1645,6	2016,0	0,82

Da notare come nonostante la forma molto particolare della struttura, soprattutto in elevazione, e la presenza di nuclei in C.A. eccentrici si è riuscito a dare una buona rigidezza torsionale, in quanto i primi due modi di vibrare sono flessionali ed inoltre il rapporto r/ls si mantiene sempre superiore o al limite uguale a 0,8.

TORRE B**Masse di piano per analisi sismica dinamica**

Liv	Qp	Massa sismica		C. Masse	
		Ws	CmX	CmY	
37	63,30	105,02	-8,80	-1,35	
36	60,50	419,29	-6,38	-3,94	
35	58,45	75,97	-9,04	-1,27	
34	56,80	953,77	-4,54	-5,78	
33	55,15	69,45	-9,06	-1,23	
32	53,50	940,82	-4,56	-5,77	
31	51,85	69,45	-9,06	-1,23	
30	50,20	940,82	-4,56	-5,77	
29	48,55	69,45	-9,06	-1,23	
28	46,90	940,82	-4,56	-5,77	
27	45,25	69,45	-9,06	-1,23	
26	43,60	940,82	-4,56	-5,77	
25	41,95	69,45	-9,06	-1,23	
24	40,30	940,82	-4,56	-5,77	
23	38,65	69,45	-9,06	-1,23	
22	37,00	940,82	-4,56	-5,77	
21	35,35	69,45	-9,06	-1,23	
20	33,70	940,82	-4,56	-5,77	
19	32,05	69,45	-9,06	-1,23	
18	30,40	940,82	-4,56	-5,77	
17	28,75	69,45	-9,06	-1,23	
16	27,10	940,82	-4,56	-5,77	
15	25,45	69,45	-9,06	-1,23	
14	23,80	940,82	-4,56	-5,77	
13	22,15	69,45	-9,06	-1,23	
12	20,50	940,82	-4,56	-5,77	
11	18,85	69,45	-9,06	-1,23	
10	17,20	970,82	-4,56	-5,76	
9	15,10	81,06	-9,03	-1,27	
8	13,20	961,60	-4,44	-5,89	
7	11,10	97,75	-8,18	-2,12	
6	9,20	2530,40	-1,32	-3,97	
5	8,10	118,24	7,12	-11,35	
4	7,30	137,49	5,86	-9,61	
3	5,60	2598,36	-0,85	-4,80	
2	4,50	187,91	0,58	1,45	
1	3,70	222,00	3,76	-1,28	

Risultati dell'analisi spettrale

Modo	Periodo del modo			Partecipazione di massa					Forma	A.spettrale slv		A.spettrale sld		A.spettrale slo	
	<i>Tslu</i>	<i>Tsld</i>	<i>Tslo</i>	<i>mx</i>	<i>my</i>	<i>mz</i>	<i>mch</i>	<i>mcv</i>		<i>aso</i>	<i>asv</i>	<i>aso</i>	<i>asv</i>	<i>aso</i>	<i>asv</i>
1	0,9865	0,9865	0,9865	0,301	0,288	0,000	0,294	0,000	preval. X	0,158	0,040	0,095	0,008	0,076	0,006
2	0,7700	0,7700	0,7700	0,310	0,325	0,000	0,612	0,000	preval. Y	0,203	0,052	0,122	0,010	0,097	0,007
3	0,6163	0,6163	0,6163	0,005	0,003	0,000	0,616	0,000	torsionale	0,253	0,065	0,152	0,012	0,121	0,009
4	0,3064	0,3064	0,3064	0,001	0,000	0,003	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,024	0,158	0,018
5	0,3054	0,3054	0,3054	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
6	0,3054	0,3054	0,3054	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
7	0,3053	0,3053	0,3053	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
8	0,3053	0,3053	0,3053	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
9	0,3053	0,3053	0,3053	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
10	0,3053	0,3053	0,3053	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
11	0,3053	0,3053	0,3053	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
12	0,3053	0,3053	0,3053	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
13	0,3052	0,3052	0,3052	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
14	0,3052	0,3052	0,3052	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
15	0,3052	0,3052	0,3052	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
16	0,3052	0,3052	0,3052	0,000	0,000	0,000	0,617	0,003	preval. Z	0,289	0,130	0,191	0,025	0,158	0,018
17	0,2930	0,2930	0,2930	0,000	0,002	0,003	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
18	0,2921	0,2921	0,2921	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
19	0,2920	0,2920	0,2920	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
20	0,2920	0,2920	0,2920	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
21	0,2920	0,2920	0,2920	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
22	0,2920	0,2920	0,2920	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
23	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
24	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
25	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
26	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
27	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
28	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
29	0,2919	0,2919	0,2919	0,000	0,000	0,000	0,618	0,006	preval. Z	0,289	0,136	0,191	0,026	0,158	0,019
30	0,2727	0,2727	0,2727	0,072	0,075	0,000	0,691	0,007	preval. Y	0,289	0,146	0,191	0,027	0,158	0,021
31	0,2418	0,2418	0,2418	0,062	0,057	0,000	0,751	0,007	preval. X	0,289	0,165	0,191	0,031	0,158	0,023
32	0,2164	0,2164	0,2164	0,000	0,000	0,000	0,751	0,007	torsionale	0,289	0,184	0,191	0,035	0,158	0,026
33	0,1398	0,1398	0,1398	0,000	0,000	0,219	0,751	0,225	preval. Z	0,298	0,265	0,183	0,050	0,152	0,037
34	0,1383	0,1383	0,1383	0,001	0,002	0,004	0,753	0,229	preval. Z	0,298	0,265	0,182	0,050	0,151	0,037
35	0,1360	0,1360	0,1360	0,030	0,040	0,001	0,788	0,231	preval. Y	0,299	0,265	0,181	0,050	0,150	0,037
36	0,1314	0,1314	0,1314	0,036	0,020	0,000	0,816	0,231	preval. X	0,300	0,265	0,180	0,050	0,149	0,037
37	0,1298	0,1298	0,1298	0,000	0,000	0,001	0,816	0,231	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
38	0,1296	0,1296	0,1296	0,000	0,000	0,001	0,817	0,232	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
39	0,1294	0,1294	0,1294	0,000	0,000	0,000	0,817	0,232	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
40	0,1294	0,1294	0,1294	0,000	0,000	0,000	0,817	0,232	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
41	0,1291	0,1291	0,1291	0,000	0,000	0,000	0,817	0,232	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
42	0,1291	0,1291	0,1291	0,000	0,000	0,000	0,817	0,232	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
43	0,1288	0,1288	0,1288	0,000	0,000	0,000	0,817	0,233	preval. Z	0,300	0,265	0,179	0,050	0,148	0,037
44	0,1287	0,1287	0,1287	0,000	0,000	0,000	0,817	0,233	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,148	0,037
45	0,1283	0,1283	0,1283	0,000	0,000	0,000	0,817	0,233	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,148	0,037
46	0,1282	0,1282	0,1282	0,000	0,000	0,000	0,817	0,233	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,148	0,037
47	0,1279	0,1279	0,1279	0,000	0,000	0,001	0,817	0,234	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
48	0,1278	0,1278	0,1278	0,000	0,000	0,001	0,817	0,235	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
49	0,1277	0,1277	0,1277	0,000	0,000	0,001	0,817	0,235	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
50	0,1275	0,1275	0,1275	0,000	0,000	0,001	0,817	0,236	preval. Z	0,300	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
51	0,1274	0,1274	0,1274	0,000	0,000	0,000	0,817	0,236	preval. Z	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
52	0,1272	0,1272	0,1272	0,000	0,000	0,000	0,817	0,236	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
53	0,1271	0,1271	0,1271	0,000	0,000	0,000	0,817	0,236	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
54	0,1269	0,1269	0,1269	0,000	0,000	0,000	0,817	0,236	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
55	0,1268	0,1268	0,1268	0,003	0,002	0,000	0,820	0,236	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
56	0,1268	0,1268	0,1268	0,001	0,001	0,000	0,820	0,236	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
57	0,1267	0,1267	0,1267	0,000	0,000	0,000	0,820	0,236	preval. Z	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
58	0,1266	0,1266	0,1266	0,000	0,000	0,000	0,820	0,237	preval. Z	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
59	0,1266	0,1266	0,1266	0,000	0,000	0,000	0,821	0,237	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
60	0,1265	0,1265	0,1265	0,000	0,000	0,000	0,821	0,237	preval. Z	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
61	0,1265	0,1265	0,1265	0,000	0,000	0,000	0,821	0,237	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
62	0,1264	0,1264	0,1264	0,000	0,000	0,000	0,821	0,237	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
63	0,1263	0,1263	0,1263	0,000	0,000	0,000	0,821	0,237	preval. Z	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
64	0,1263	0,1263	0,1263	0,000	0,000	0,000	0,821	0,237	torsionale	0,301	0,265	0,178	0,050	0,147	0,037
65	0,1260	0,1260	0,1260	0,000	0,000	0,001	0,821	0,238	preval. Z	0,301	0,265	0,177	0,050	0,147	0,037
66	0,1081	0,1081	0,1081	0,000	0,000	0,236	0,821	0,474	preval. Z	0,305	0,265	0,170	0,050	0,141	0,037
67	0,1072	0,1072	0,1072	0,000	0,000	0,004	0,821	0,478	preval. Z	0,305	0,265	0,170	0,050	0,140	0,037
68	0,1065	0,1065	0,1065	0,000	0,000	0,002	0,821	0,480	preval. Z	0,305	0,265	0,169	0,050	0,140	0,037
69	0,1038	0,1038	0,1038	0,001	0,000	0,002	0,821	0,482	preval. Z	0,306	0,265	0,168	0,050	0,139	0,037
70	0,0974	0,0974	0,0974	0,051	0,000	0,026	0,847	0,508	preval. X	0,307	0,265	0,166	0,050	0,137	0,037
71	0,0969	0,0969	0,0969	0,007	0,024	0,003	0,862	0,512	torsionale	0,307	0,265	0,166	0,050	0,137	0,037
72	0,0959	0,0959	0,0959	0,000	0,001	0,003	0,863	0,514	preval. Z	0,307	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037
73	0,0956	0,0956	0,0956	0,017	0,020	0,036	0,882	0,550	torsionale	0,307	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037

74	0,0950	0,0950	0,0950	0,000	0,000	0,001	0,882	0,551	torsionale	0,308	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037
75	0,0948	0,0948	0,0948	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	preval. Z	0,308	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037
76	0,0947	0,0947	0,0947	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	preval. Y	0,308	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037
77	0,0946	0,0946	0,0946	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	preval. Y	0,308	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037
78	0,0944	0,0944	0,0944	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	preval. Y	0,308	0,265	0,165	0,050	0,136	0,037
79	0,0943	0,0943	0,0943	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
80	0,0943	0,0943	0,0943	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
81	0,0943	0,0943	0,0943	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	preval. Y	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
82	0,0942	0,0942	0,0942	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
83	0,0940	0,0940	0,0940	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	preval. Y	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
84	0,0940	0,0940	0,0940	0,000	0,000	0,000	0,882	0,552	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
85	0,0939	0,0939	0,0939	0,000	0,000	0,002	0,882	0,554	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
86	0,0938	0,0938	0,0938	0,003	0,002	0,011	0,885	0,565	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
87	0,0938	0,0938	0,0938	0,000	0,000	0,000	0,885	0,565	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
88	0,0937	0,0937	0,0937	0,001	0,001	0,003	0,886	0,568	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
89	0,0936	0,0936	0,0936	0,001	0,001	0,001	0,887	0,570	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
90	0,0936	0,0936	0,0936	0,000	0,000	0,000	0,887	0,570	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
91	0,0935	0,0935	0,0935	0,003	0,006	0,008	0,891	0,578	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
92	0,0934	0,0934	0,0934	0,000	0,000	0,000	0,891	0,578	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
93	0,0934	0,0934	0,0934	0,000	0,000	0,000	0,891	0,579	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
94	0,0934	0,0934	0,0934	0,001	0,002	0,002	0,893	0,581	torsionale	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
95	0,0933	0,0933	0,0933	0,000	0,001	0,001	0,893	0,582	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
96	0,0933	0,0933	0,0933	0,002	0,002	0,003	0,895	0,585	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
97	0,0932	0,0932	0,0932	0,001	0,001	0,001	0,896	0,586	preval. X	0,308	0,265	0,164	0,050	0,136	0,037
98	0,0931	0,0931	0,0931	0,000	0,000	0,000	0,897	0,586	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,135	0,037
99	0,0930	0,0930	0,0930	0,000	0,000	0,000	0,897	0,586	preval. Z	0,308	0,265	0,164	0,050	0,135	0,037
100	0,0930	0,0930	0,0930	0,000	0,000	0,000	0,897	0,586	preval. X	0,308	0,265	0,164	0,050	0,135	0,037
cx	0,0712	0,0712	0,0712	0,085	0,000	0,000	0,939	0,586	compl. X	0,313	0,265	0,155	0,050	0,128	0,037
cy	0,0729	0,0729	0,0729	0,000	0,121	0,000	1,000	0,586	compl. Y	0,312	0,265	0,156	0,050	0,129	0,037
cz	0,0759	0,0759	0,0759	0,000	0,000	0,414	1,000	1,000	compl. Z	0,312	0,265	0,157	0,050	0,130	0,037

Rigidezze di interpiano

Liv	Mtot	Xm	Ym	dirK1	Xr	Yr	K1	K2	Kt	r	ls	r/ls
37 - 36	105,02	-8,71	-1,43	-24,79	-16,72	4,03	3894,09	859,99	14119,05	707,6	332,7	2,13
36 - 34	600,28	-7,02	-3,26	-46,88	-8,94	-2,28	4966,14	3175,25	15403,55	607,9	1176,6	0,52
34 - 32	1623,50	-5,56	-4,75	-45,44	-4,32	-5,63	19448,62	6986,77	138420,47	973,3	1211,5	0,80
32 - 30	2633,77	-5,24	-5,07	-44,04	-3,85	-5,77	29050,78	15725,83	288925,23	1112,2	1211,5	0,92
30 - 28	3644,03	-5,10	-5,22	-41,68	-3,97	-5,52	35167,65	24624,23	407151,03	1158,1	1211,5	0,96
28 - 26	4654,30	-5,02	-5,30	-37,39	-4,22	-5,30	39201,49	32301,47	487491,87	1165,0	1211,5	0,96
26 - 24	5664,57	-4,97	-5,35	-28,88	-4,45	-5,17	42017,05	38004,07	539354,48	1160,3	1211,5	0,96
24 - 22	6674,84	-4,93	-5,39	-10,75	-4,64	-5,08	44314,35	41859,24	572439,86	1152,4	1211,5	0,95
22 - 20	7685,10	-4,90	-5,42	11,14	-4,80	-5,02	46618,30	44117,48	593250,34	1143,3	1211,5	0,94
20 - 18	8695,37	-4,88	-5,44	22,81	-4,94	-4,98	48761,64	45508,89	605685,03	1133,2	1211,5	0,94
18 - 16	9705,64	-4,87	-5,46	28,47	-5,06	-4,96	50561,05	46557,03	612004,23	1122,2	1211,5	0,93
16 - 14	10715,90	-4,85	-5,47	31,73	-5,16	-4,96	51992,67	47424,88	613723,08	1110,6	1211,5	0,92
14 - 12	11726,17	-4,84	-5,48	34,02	-5,25	-4,97	53013,19	48141,81	613204,59	1100,5	1211,5	0,91
12 - 10	12736,44	-4,83	-5,49	36,31	-5,28	-4,97	53600,79	48665,32	616315,66	1097,2	1211,5	0,91
10 - 8	13788,32	-4,83	-5,50	40,54	-5,66	-4,58	37340,13	31905,86	439346,76	1124,7	1211,5	0,93
8 - 6	14847,67	-4,82	-5,51	43,67	-5,79	-4,42	44106,76	33657,61	487454,49	1114,7	1176,6	0,95
6 - 3	17633,80	-4,14	-5,37	-16,46	0,19	-5,05	83862,34	74490,63	2467012,60	1763,6	2068,1	0,85
3 - 0	20642,07	-3,58	-5,20	45,71	1,97	-1,97	90721,48	68984,60	4245575,10	2295,2	2068,1	1,11

Da notare come nonostante la forma molto particolare della struttura, soprattutto in elevazione, e la presenza di nuclei in C.A. eccentrici si è riuscito a dare una buona rigidezza torsionale, in quanto i primi due modi di vibrare sono flessionali ed inoltre il rapporto r/ls si mantiene sempre superiore o al limite uguale a 0,8.

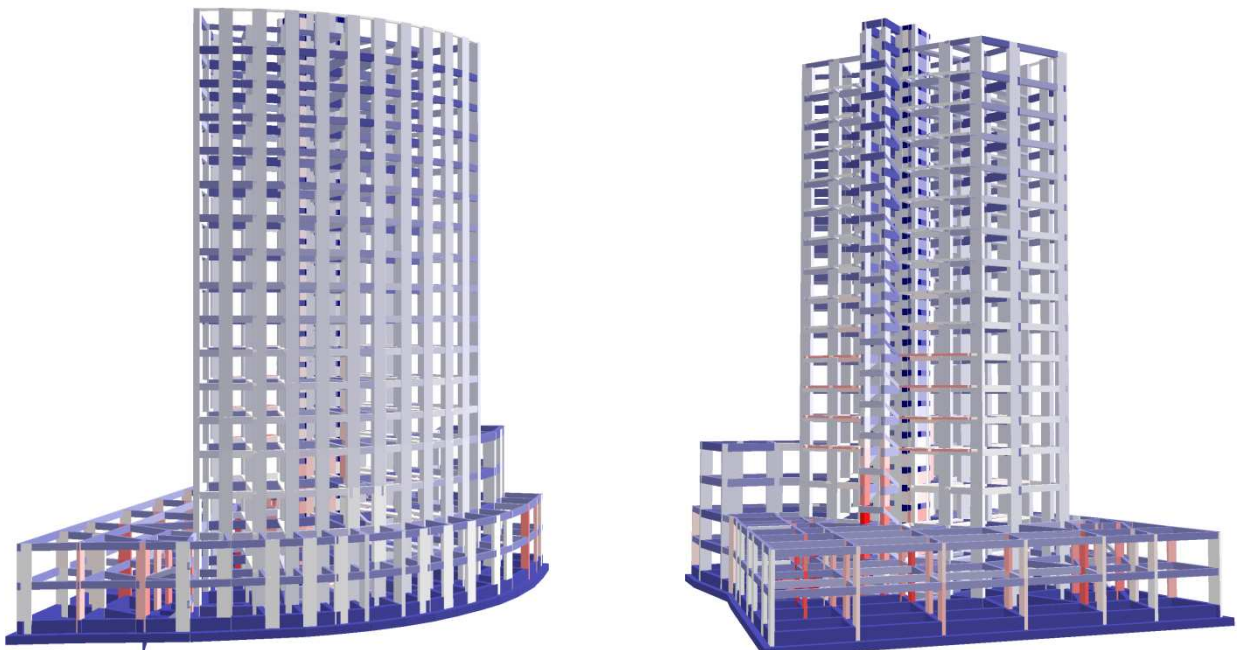
3.3 Progetto della struttura

Eseguita l'analisi strutturale il programma determina le sollecitazioni di progetto negli elementi ed esegue il progetto delle armature degli stessi secondo quanto indicato nelle NTC 08. Il progetto anch'esso lo si può dividere in diversi STEP:

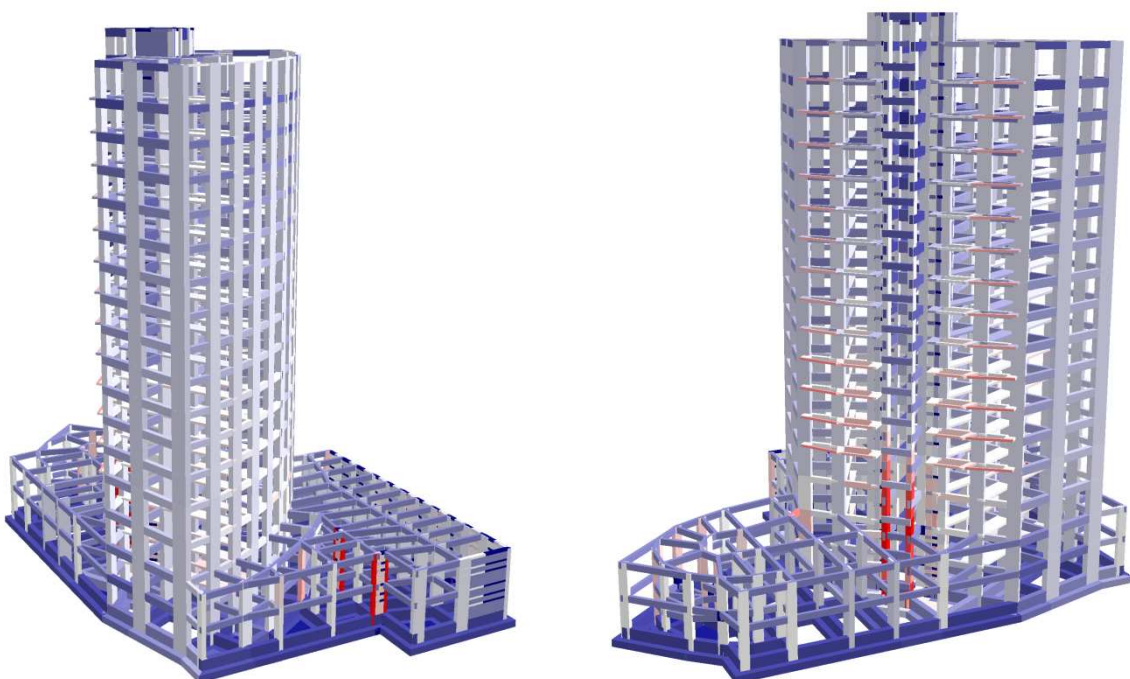
- STEP 1: Assegnazione specifiche generali delle armature e dei limiti sulle armature indicati dalla normativa.
- STEP 2: assegnazione delle specifiche a travi, pilastri, pareti e platee.
- STEP 3: scelta dei diametri da utilizzare per il progetto delle armature ad ogni livello.

Assegnate le specifiche si lancia il progetto delle armature e si eseguono le modifiche, affinché tutte le verifiche siano soddisfatte, ed inoltre in modo da renderle tecnologicamente realizzabili. Si riportano alcune mappe fornite da programma sul quale è possibile effettuare un controllo grafico della percentuale di armatura presente negli elementi:

TORRE A



TORRE B



3.4 Dimensionamento del giunto tecnico

Il giunto di separazione tra i due corpi strutturali è dimensionato per garantire un comportamento indipendente di ciascun corpo, ed in modo da evitare il martellamento sotto sisma. La dimensione del giunto tecnico è data dalla somma degli spostamenti massimi delle due parti strutturali corrispondenti al livello del piano 2 delle zone affiancate.

- Δ_{\max} TORRE A: 2 cm
- Δ_{\max} TORRE B: 3 cm

La somma dei due spostamenti è pari a 5 cm, si realizzerà cmq un giunto tecnico di dimensioni pari a **10 cm**.

CAPITOLO 4

Verifica ed Analisi Pushover

4.1 Verifiche degli elementi

Le verifiche sugli elementi progettati vengono eseguite direttamente dal programma, secondo quanto indicato dal DM 08. In particolare nonostante si è poi eseguita una analisi Pushover si è cmq proceduto al progetto secondo il criterio della gerarchia delle resistenze.

4.2 Analisi Pushover

Le procedure di analisi statiche non lineari, pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consentono stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. In effetti, è sempre più frequente la loro applicazione sia nella progettazione che nella verifica strutturale. Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

- la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di pushover;
- la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*) raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

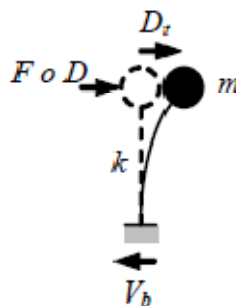
L'analisi di spinta consente quindi di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità. In tal modo l'analisi della risposta della struttura viene ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura di partenza.

Essa consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidità laterale k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidità) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo.



In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento D o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione

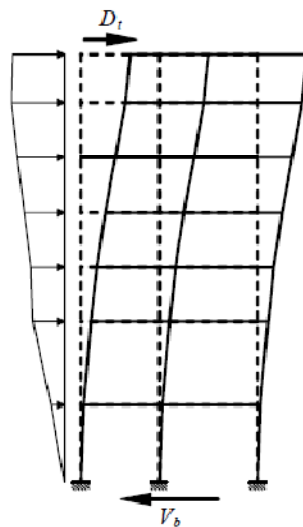
dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

- nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $V_b=F$ e $D_t=D$ essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m): $D_t=D$ e $V_b=F$ essendo F la reazione vincolare risultante;

Nel caso di **sistemi MDOF**, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità. Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. In effetti lo spostamento in sommità non sembra essere sempre un parametro affidabile.



Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema.

La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura. Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

La formulazione del sistema SDOF equivalente al sistema MDOF non è unica, ma le assunzioni comuni a tutti gli approcci sono le seguenti:

- il profilo di spostamenti della struttura ossia l'andamento della deformata del sistema MDOF \mathbf{u} viene descritto con un vettore di forma ϕ la cui ampiezza varia nel tempo tramite una coordinata generalizzata $q(t)$ (*metodi unimodali*) oppure con una combinazione lineare di vettori di forma ϕ_m (tra loro ortogonali) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $q_m(t)$ (*metodi multi-modali*). I vettori di forma adottati nei metodi uni-modali o nei metodi multi-modali possono rimanere invariati e cioè costanti durante l'intera storia temporale indipendentemente dal livello di deformazione (*metodi non adattivi*) o possono essere modificati in funzione delle caratteristiche correnti del sistema (*metodi adattivi*);
- il legame forza-spostamento caratteristico del sistema SDOF equivalente viene determinato attraverso una analisi di pushover condotta sul sistema MDOF: il profilo di carico applicato (metodi uni-modali) o i profili di carico applicati (metodi multi-modali) sono proporzionali, attraverso la matrice delle masse \mathbf{M} , rispettivamente al vettore di forma ϕ o ai vettori di forma ϕ_m solitamente normalizzati ad uno spostamento unitario in sommità dell'edificio.

Si osserva che si può scegliere una qualunque forma ragionevole per ϕ o ϕ_m ma solitamente si adottano le forme modali del sistema MDOF. In particolare nei metodi uni-modali $\phi = \phi_1$ rappresenta la prima forma modale. Nei metodi adattivi è necessario ridefinire i vettori di forma quando si verifica un cambiamento "significativo" delle caratteristiche del sistema resistente a seguito del progresso della plasticizzazione del sistema stesso.

Il sistema di equazioni differenziali accoppiate che governa il moto di un sistema MDOF non lineare si può scrivere in forma matriciale come segue:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{u}_g$$

dove \mathbf{M} , \mathbf{C} ed \mathbf{F} sono rispettivamente la matrice delle masse, la matrice di smorzamento ed il vettore delle forze resistenti interne del sistema, \mathbf{I} è il vettore d'influenza del moto del terreno e \ddot{u}_g è l'accelerazione del terreno. Si osserva che \mathbf{F} dipende sia dagli spostamenti \mathbf{u} che dalla storia degli spostamenti tramite \mathbf{u}' . Inoltre:

$$\mathbf{F}_{eff}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{u}_g(t)$$

definisce le forze sismiche efficaci ossia il vettore delle forze indotte dal terremoto. La distribuzione spaziale delle forze sismiche inerziali è descritta dal vettore di forma:

$$\boldsymbol{\Psi} = \mathbf{M}\mathbf{I}$$

Nel seguito si mostra come l'analisi del sistema MDOF possa essere ricondotta a quella di un sistema SDOF equivalente trattando il caso di approccio multi-modale. Si osserva che l'approccio multi-modale è una estensione dell'approccio uni-modale: le relazioni presentate nell'approccio multi-modale per il singolo modo m -esimo coincidono con quelle dell'approccio uni-modale. L'andamento della deformata del sistema MDOF $\mathbf{u}(t)$ viene descritto come combinazione lineare di vettori di forma ϕ_m (tra loro ortogonali) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $q_m(t)$:

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\Phi}\mathbf{q}(t) = \sum_{m=1}^{N_m} \boldsymbol{\phi}_m q_m(t)$$

I vettori di forma ϕ_m possono rimanere costanti durante l'intera storia temporale indipendentemente dal livello di deformazione (metodi non adattivi) o possono essere modificati in funzione delle caratteristiche correnti del sistema (metodi adattivi). Si arriva a :

$$M_m \ddot{q}_m + C_m \dot{q}_m + \phi_m^T F(u, \dot{u}) = -\Gamma_m M_m \ddot{u}_g$$

Posto:

$$L_m = \phi_m^T M I \quad M_m = \phi_m^T M \phi_m \quad C_m = \phi_m^T C \phi_m \quad \Gamma_m = \frac{L_m}{M_m}$$

Dato che la maggior parte dei programmi di calcolo disponibili in commercio lavora a forze imposte, è preferibile individuare una opportuna distribuzione di forze per eseguire la necessaria analisi di pushover. Per sistemi non lineari non esiste però una distribuzione di forze invariante capace di produrre spostamenti proporzionali a ϕ_m per qualunque entità delle forze in gioco. Una scelta razionale è comunque quella di adottare la distribuzione di forze che produrrebbe spostamenti proporzionali a ϕ_m almeno in campo elastico lineare.

$$F(u) = Ku = K \Gamma_m D_m \phi_m = \omega_m^2 M \Gamma_m D_m \phi_m = M \phi_m \lambda(D_m) = \Psi_m \lambda(D_m)$$

Si esegue quindi una analisi di pushover con una distribuzione di carico proporzionale, attraverso la matrice delle masse M , alla forma m -esima ϕ_m :

$$F(D_m) = M \phi_m \lambda(D_m)$$

si ricava la curva di capacità della struttura u_{tm} - V_{bm} diagrammando le forze di richiamo non lineari del sistema in funzione degli spostamenti orizzontali del punto di controllo.

PROFILO DI CARICO FISSO

I profili di carico intendono rappresentare e delimitare la distribuzione di forze inerziali, indotte da un terremoto, che varia con la severità del sisma (estensione delle deformazioni plastiche) e con il tempo durante il sisma stesso. Quindi, il grado di accuratezza dell'analisi è sensibile al profilo di carico applicato. Si possono distinguere essenzialmente due tipi di profili di carico: quelli fissi o invarianti e quelli adattivi. Quando una struttura plasticizza, l'impiego di profili di carico invarianti conduce a valutazioni della risposta della struttura ancor più approssimate sebbene tale approssimazione sia ancora buona per strutture basse o medioalte in cui gli effetti dei modi alti sono probabilmente minimi e la plasticizzazione ben distribuita in altezza. Comunque nessun profilo di carico fisso è in grado di tenere conto della redistribuzione delle forze inerziali dovuta alla plasticizzazione e di seguire le variazioni delle proprietà vibrazionali della struttura. L'uso di un profilo di carico fisso o invariante nel tempo implica l'assunzione che la distribuzione di forze inerziali rimanga sostanzialmente costante durante l'evento sismico e che le deformazioni massime ottenute con tale profilo siano confrontabili con quelle attese durante il terremoto. Queste ipotesi sono ragionevoli se la risposta strutturale non è significativamente influenzata dagli effetti dei modi superiori e se la struttura ha un unico meccanismo di snervamento. In questi casi, l'uso di profili di carico costanti conduce a stime adeguate delle richieste di deformazione. Il generico profilo di carico fisso può descriversi come segue:

$$F = \Psi \lambda(t)$$

dove Ψ è un vettore di forma costante che definisce l'andamento in altezza delle forze inerziali e λ è un fattore moltiplicativo che definisce l'ampiezza delle forze applicate in funzione del passo t dell'analisi. Nel seguito si presentano alcune delle numerose proposte presenti in letteratura per la definizione dei profili di carico fissi e quindi per la definizione del vettore di forma Ψ .

L'impiego di profili di carico fissi determina comunque risultati approssimati e, in particolare per strutture con periodi lunghi e con meccanismi di snervamento localizzati, può addirittura portare a previsioni fuorvianti. Per tale

motivo si raccomanda l'uso di almeno due profili di carico che ci si aspetta possano involuppare la distribuzione di forze inerziali. Quindi, si applicano dapprima i carichi verticali e poi almeno due profili di carico laterale.

Uno dovrebbe essere un *profilo di carico uniforme*, ossia con forze di piano proporzionali alle masse di piano, che esalta le richieste nei piani più bassi rispetto a quelle nei piani più alti ed accresce l'importanza delle forze di taglio di piano rispetto ai momenti ribaltanti. L'altro dovrebbe essere un profilo di carico uni-modale o multi-modale (che considera gli effetti dei modi superiori).

PROFILO DI CARICO UNI-MODALE

Per edifici bassi e regolari, la cui risposta è dominata dal primo modo di vibrare, si può usare una distribuzione di carichi laterali statici equivalenti lineare:

$$\Psi = MH \quad \text{ossia} \quad \Psi_i = m_i h_i$$

od una rappresentativa delle forze associate alla prima forma modale:

$$\Psi = M\phi_1 \quad \text{ossia} \quad \Psi_i = m_i \phi_{1i}$$

dove M =matrice diagonale delle masse sismiche di piano (m_i =massa sismica del piano i -esimo), H =vettore delle altezze h_i di m_i rispetto alla base, ϕ_1 =prima forma modale (ϕ_{1i} =componente di ϕ_1 al piano i -esimo). Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico. Per edifici alti, l'influenza dei modi di vibrare superiori può non essere più trascurabile ed il modo di vibrare fondamentale cade approssimativamente tra una linea retta ed una parabola con vertice alla base; perciò, per strutture con periodo lungo, si deve adottare un profilo di carico laterale non lineare:

$$\Psi = M\bar{H}^k \quad \text{ossia} \quad \Psi_i = m_i h_i^k$$

dove k è un coefficiente, funzione del periodo proprio T_e , della struttura definito come segue:

$$k = \begin{cases} 1.0 & T_e \leq 0.5 \\ 1.0 + 0.5(T_e - 0.5) & 0.5 < T_e < 2.5 \\ 2.0 & T_e \geq 2.5 \end{cases}$$

PROFILO DI CARICO MULTI-MODALE

Per investigare il comportamento strutturale anche quando i modi superiori sono significativi sono state formulate molte varianti delle tradizionali procedure di spinta che utilizzano profili di carico invarianti derivati dalle forme modali ed utilizzando le regole di combinazione modale elastica.

4.2 Risultati analisi Pushover

L'analisi pushover è svolta con il programma di calcolo EDISIS su entrambi i corpi strutturali. Sono stati presi in considerazione sia i profili di carico lineari che costanti in 8 direzioni diverse. L'analisi ha portato ai seguenti risultati:

TORRE A

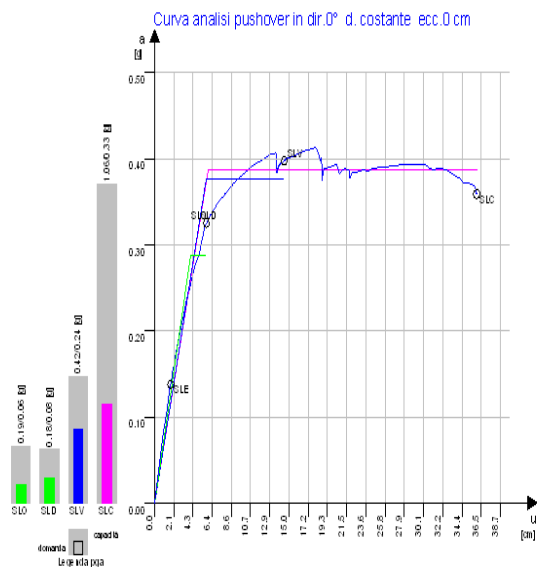
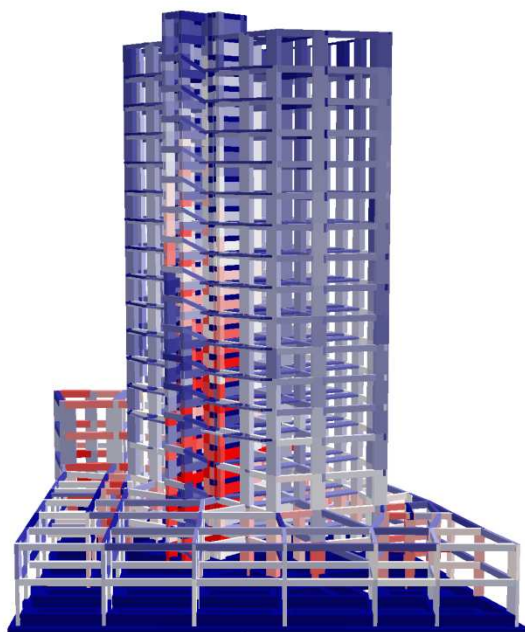
ACC. AL SUOLO	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda PGA	0,063	0,084	0,245	0,329
Capacità PGA	0,156	0,148	0,388	0,555

Rapp. duttilità	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda PGA	2,476	1,766	1,584	1,597

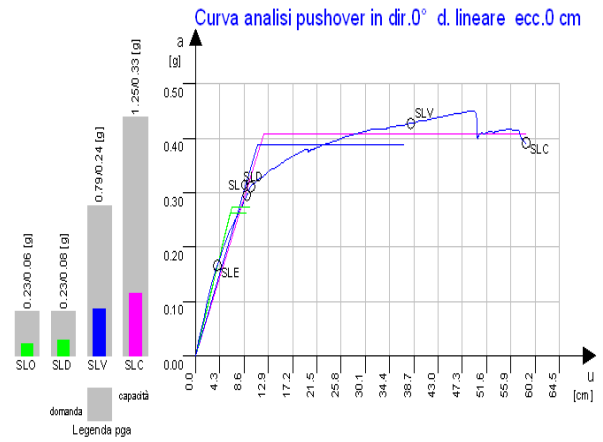
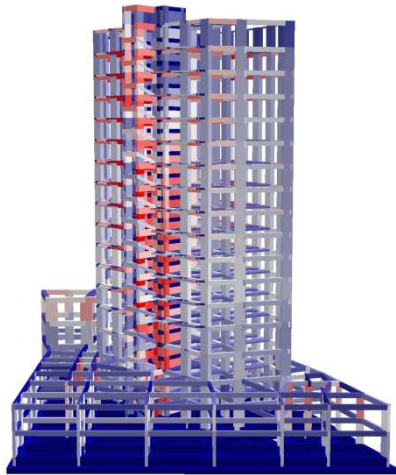
Stima del fattore di struttura q (SLV)	
Rapporto minimo di sovra resistenza	2,06
Calcolato dal fattore di sovraresistenza	4,95
Calcolato dalla ver. di duttilità pushover	3,49

Di seguito si riportano le curve ottenute e la visualizzazione grafica degli elementi interessati dal meccanismo per alcune direzioni.

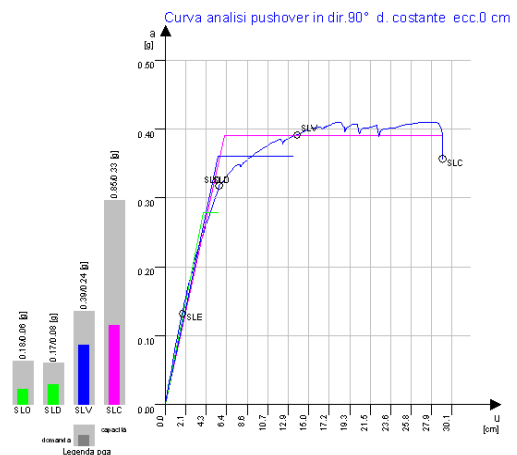
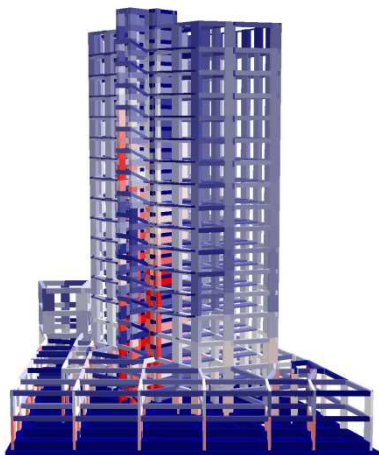
Direzione: 0° Profilo di carico: costante



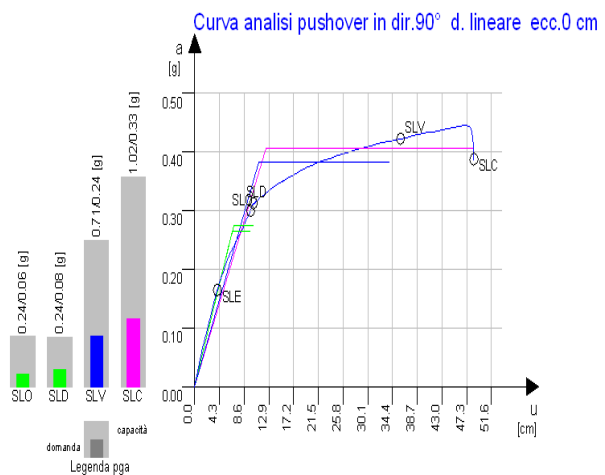
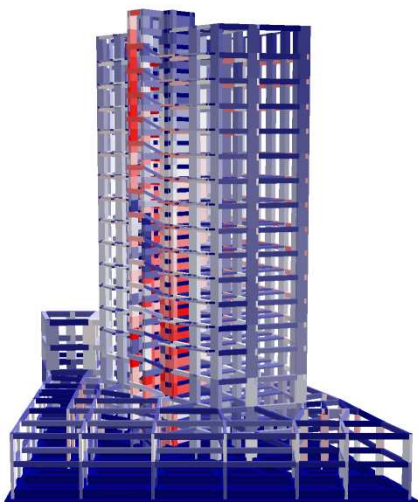
Direzione: 0° Profilo di carico: lineare



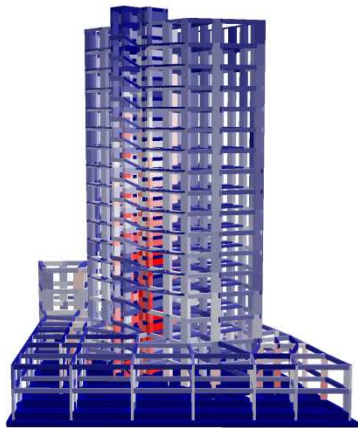
Direzione: 90° Profilo di carico: costante



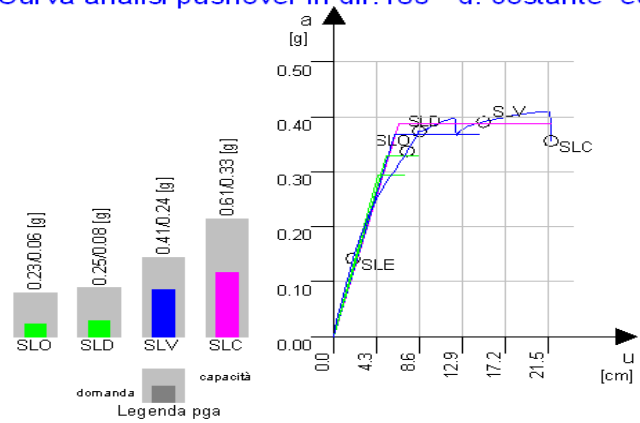
Direzione: 90° Profilo di carico: lineare



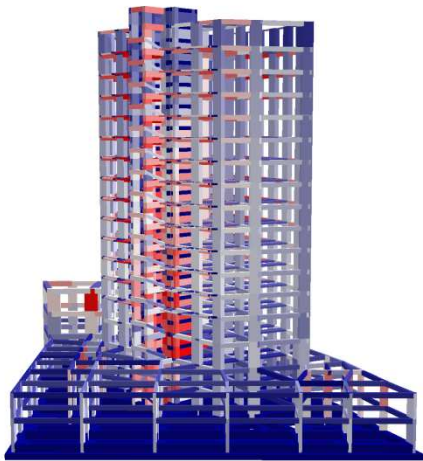
Direzione: 180° Profilo di carico: costante



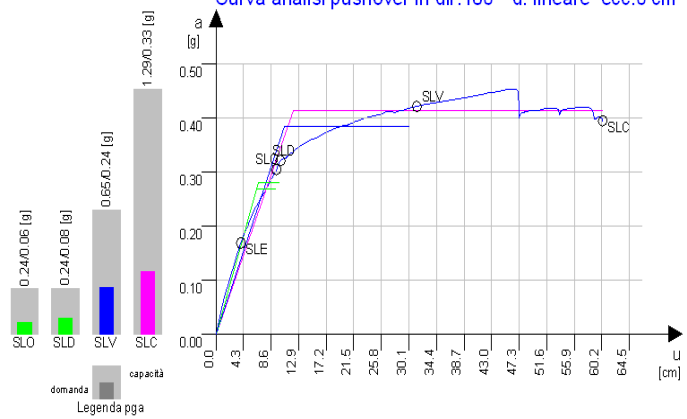
Curva analisi pushover in dir.180° d. costante ecc.0 cm



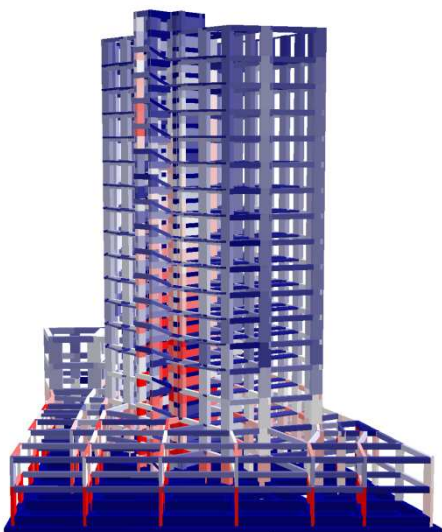
Direzione: 180° Profilo di carico: lineare



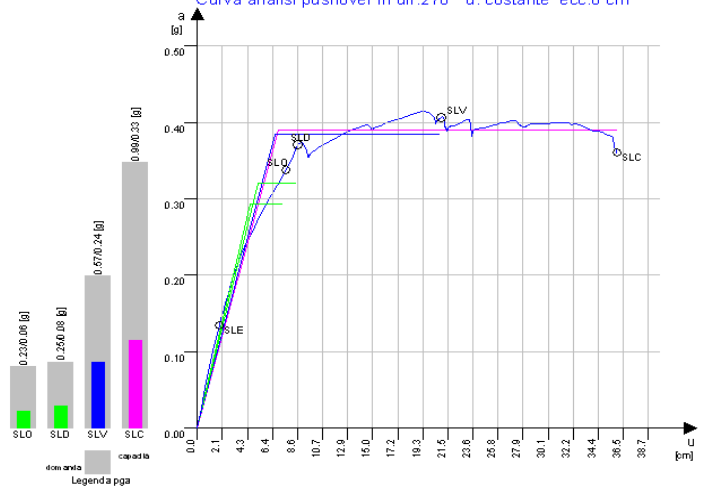
Curva analisi pushover in dir.180° d. lineare ecc.0 cm



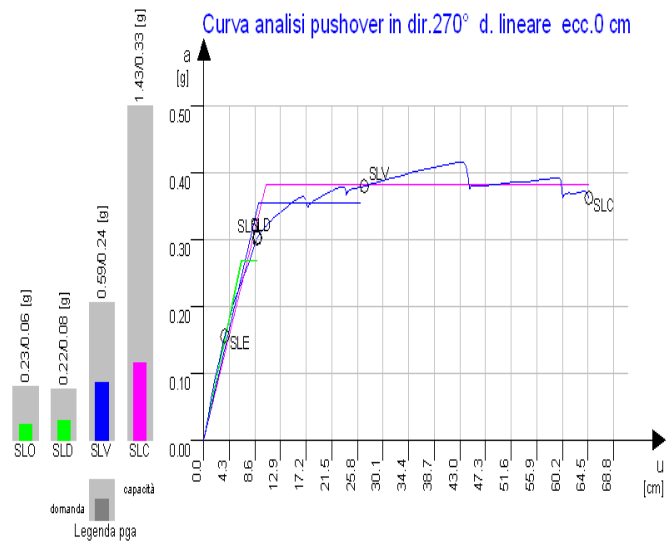
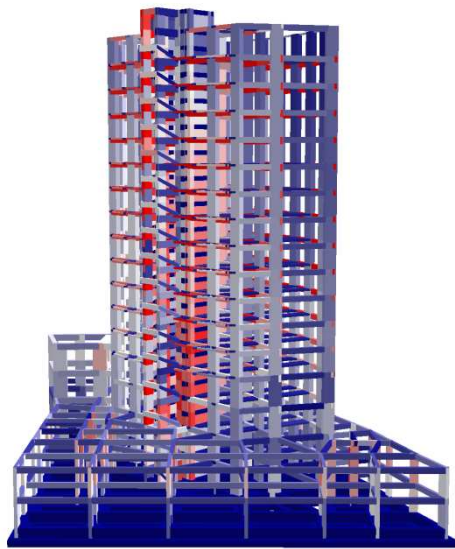
Direzione: 270° Profilo di carico: costante



Curva analisi pushover in dir.270° d. costante ecc.0 cm



Direzione: 270° Profilo di carico: lineare



TORRE B

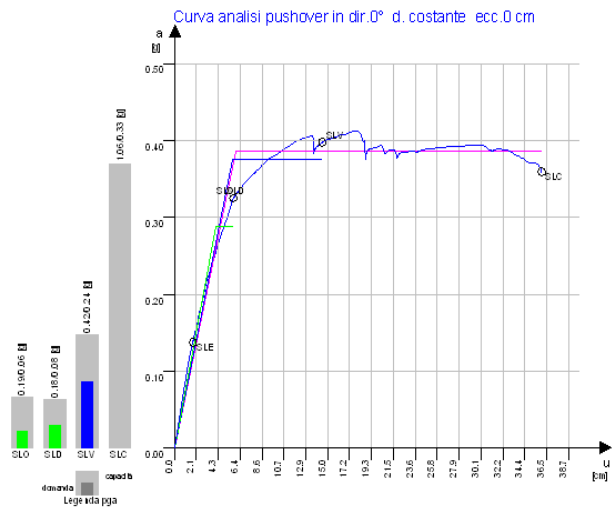
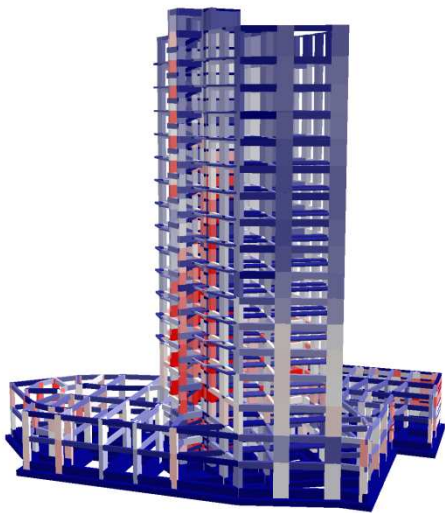
ACC. AL SUOLO	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda PGA	0,069	0,084	0,245	0,329
Capacità PGA	0,180	0,225	0,439	0,787

Rapp. duttilità	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda PGA	2,607	2,678	1,790	2,391

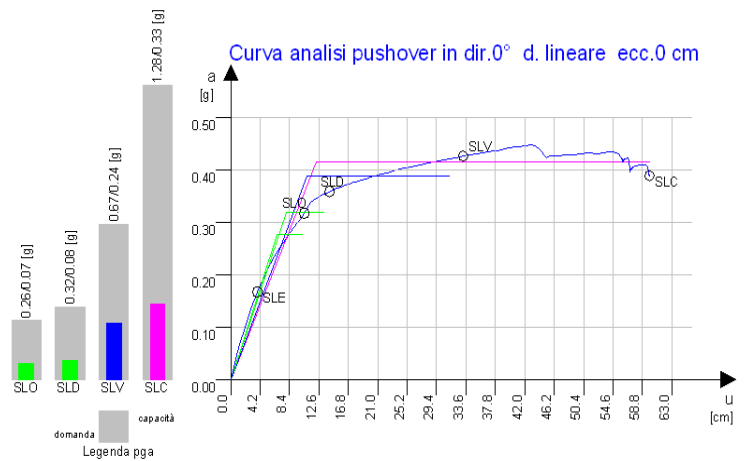
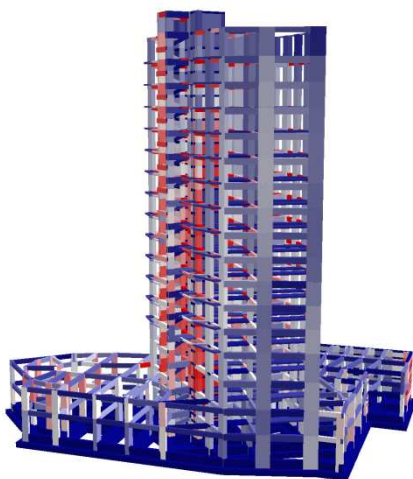
Stima del fattore di struttura q (SLV)	
Rapporto minimo di sovra resistenza	1,77
Calcolato dal fattore di sovraresistenza	4,24
Calcolato dalla ver. di duttilità pushover	4,35

Di seguito si riportano le curve ottenute e la visualizzazione grafica degli elementi interessati dal meccanismo per alcune direzioni.

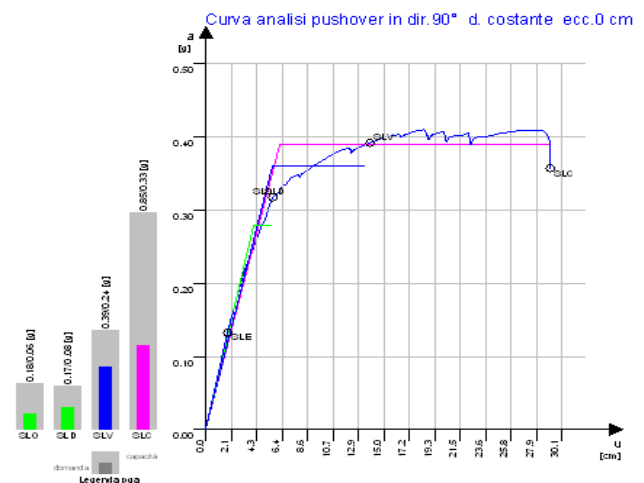
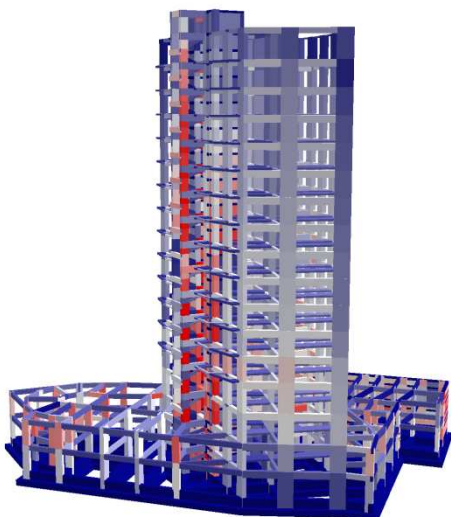
Direzione: 0° Profilo di carico: costante



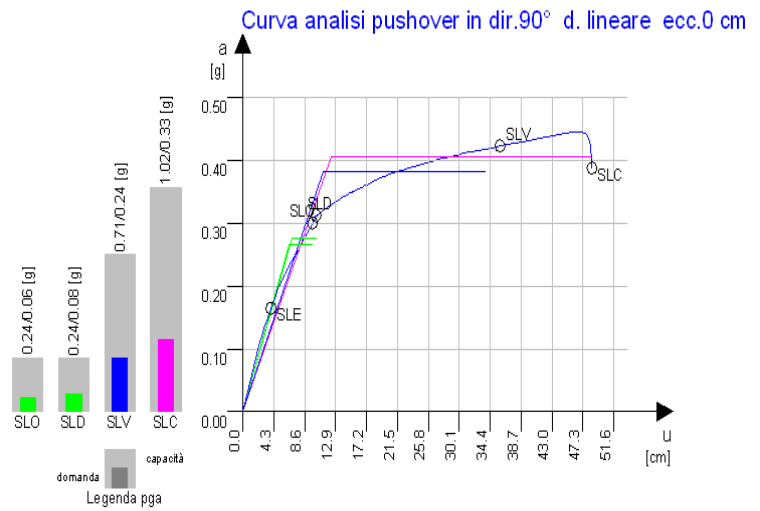
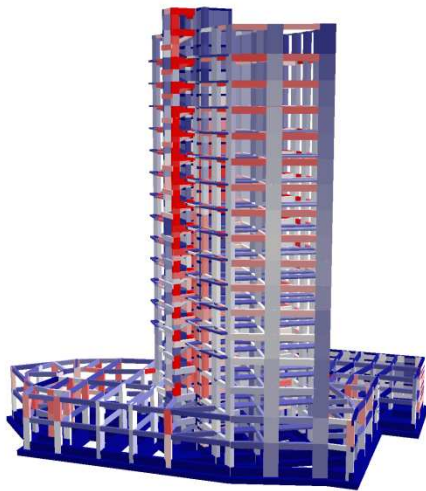
Direzione: 0° Profilo di carico: lineare



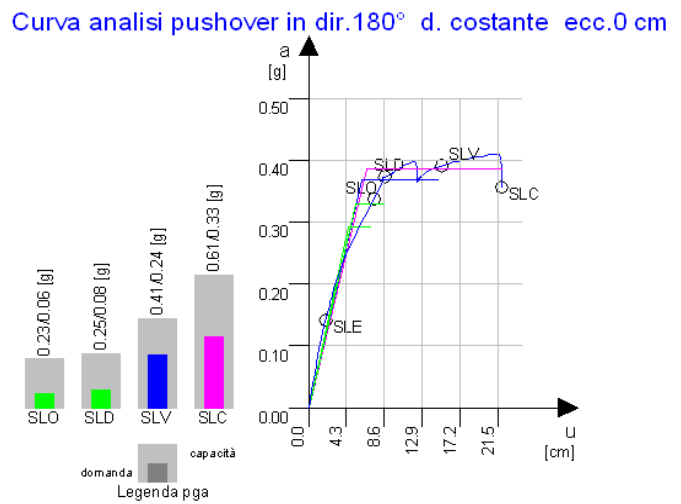
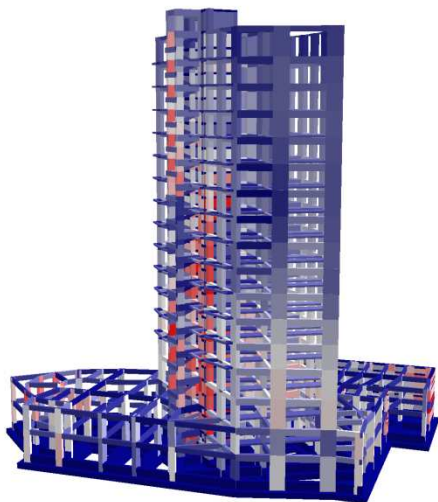
Direzione: 90° Profilo di carico: costante



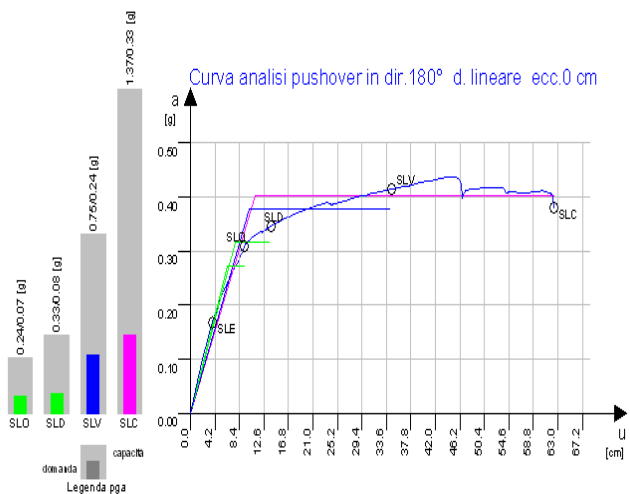
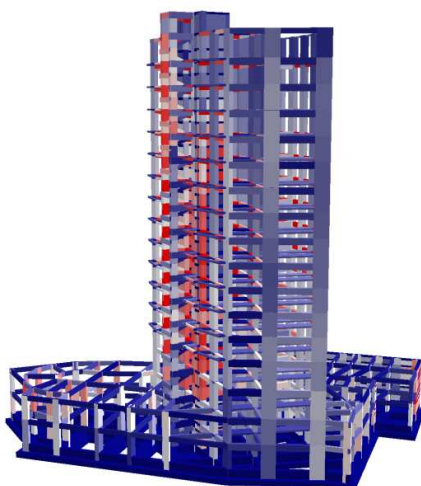
Direzione: 90° Profilo di carico: lineare



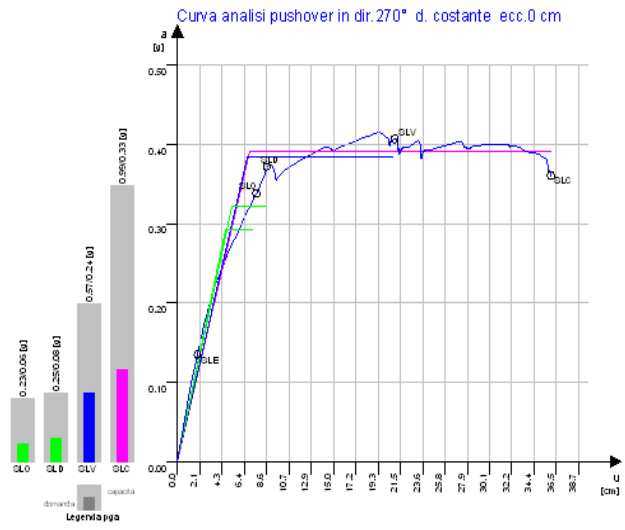
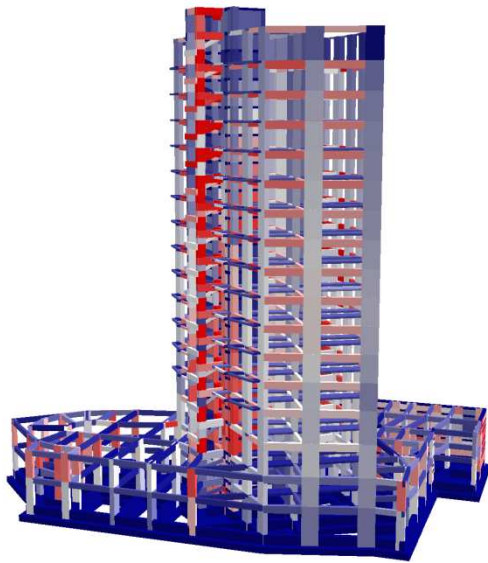
Direzione: 180° Profilo di carico: costante



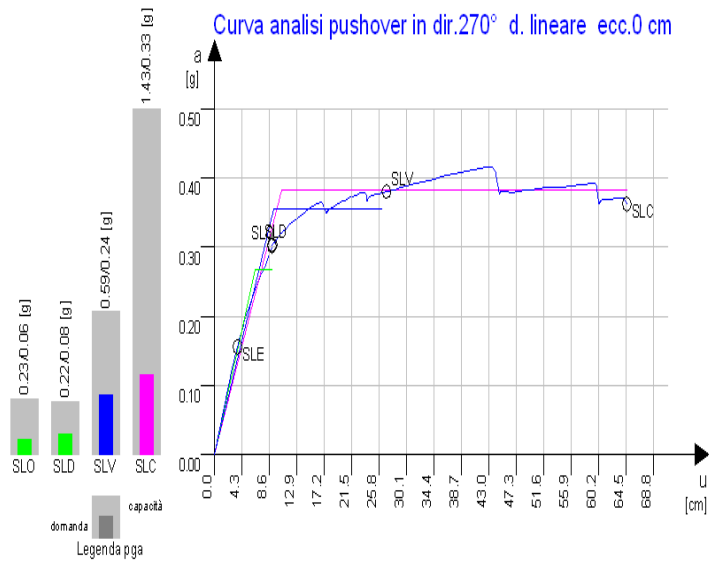
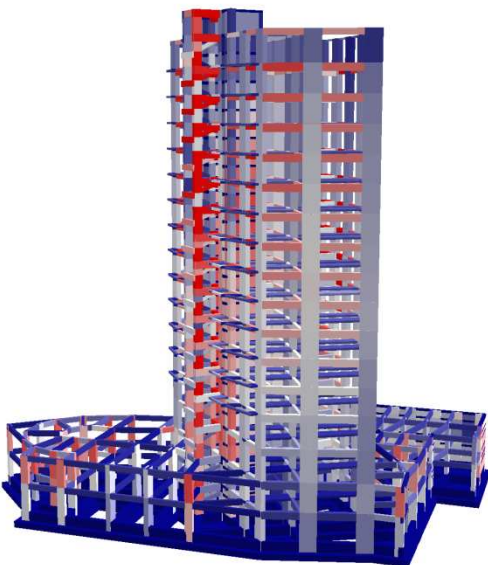
Direzione: 180° Profilo di carico: lineare



Direzione: 270° Profilo di carico: costante



Direzione: 270° Profilo di carico: lineare



CAPITOLO 5

Verifiche di validazione dei risultati del software

5.1 Introduzione

Al fine di validare i risultati ottenuti dal software di calcolo vengono eseguite delle verifiche globali e altre locali su un elemento. Le verifiche vengono riportate solo per la torre A.

VERIFICHE GLOBALI

1. Verifica che l'influenza dell'**azione del vento** sia molto minore di quella del sisma e quindi possa essere trascurata.
2. Verifica che la somma degli **sforzi normali** sui pilastri del liv.6, determinati dal software, corrispondano con quelli calcolati manualmente.
3. Verifica che il **tagliante** di piano al liv.4 determinato dal programma, corrisponda o comunque non differisca molto di quello calcolato manualmente.
4. Verifica di simmetria della soluzione nelle torre essendo la configurazione geometrica simmetrica rispetto ad un' asse.

VERIFICHE LOCALI (trave 65 liv 6)

1. Verifica che il **momento ultimo** calcolato dal programma corrisponda con quello calcolato manualmente.
2. Verifica di **duttilità locale** in curvature secondo le NTC 08 e determinazione dei diagrammi M- χ .
3. Verifica che il **taglio ultimo** calcolato dal programma corrisponda con quello calcolato manualmente.
4. Verifica dei **dettagli costruttivi** secondo le NTC 08.
5. Verifica delle **tensioni in esercizio**.
6. Verifica di **fessurazione**.

5.2 Verifiche globali

Le verifiche globali vengono effettuate per capire o individuare eventuali errori nel modello di calcolo.

5.2.1 Verifica influenza dell'azione del vento

L'azione del vento è calcolata secondo quanto indicato dalle NTC 08.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

As	200	mslm
Zona ventosa		3
a0	500	mslm
Ka	0,02	1/s
vb0	27	m/s

cp_{sop}	0,8
ct	1
cd	1

Vb	27	m/s
P	1,25	Kg/m ³
Qb	455,63	N/m ²

classe rugosità del terreno	A
-----------------------------	----------

categoria di esposizione		IV
Kr	0,22	
Z0	0,3	m
Zmin	8	m

La pressione del vento, determinata sulla facciata di superficie, è calcolata nella seguente tabella:

piano	z(m)	ce	p _{sup} (kN/m ²)	Lunghezz(m)	Area facciata maggiore	2054	mq
					Interpiano(m)	Area sup(mq)	Qp (KN)
15	51,3	3,02	1,10	40	3,7	148	163,00
14	47,6	2,96	1,08	40	3,3	132	142,38
13	44,3	2,90	1,06	40	3,3	132	139,52
12	41	2,84	1,03	40	3,3	132	136,47
11	37,7	2,77	1,01	40	3,3	132	133,20
10	34,4	2,69	0,98	40	3,3	132	129,67
9	31,1	2,61	0,95	40	3,3	132	125,82
8	27,8	2,53	0,92	40	3,3	132	121,59
7	24,5	2,43	0,89	40	3,3	132	116,91
6	21,2	2,32	0,85	40	3,3	132	111,63
5	17,9	2,19	0,80	40	3,3	132	105,58
4	14,6	2,05	0,75	40	3,3	132	98,48
3	11,3	1,87	0,68	40	3,3	132	89,82
2	8	1,63	0,60	40	3,3	132	78,63
1	4	1,20	0,44	40	4	160	70,12
0	0	0,00	0,00	40	4	160	0,00
						Qtot	1762,82

La pressione del vento produce un tagliante alla base del liv. 4 pari a **1762,82 kN**

Il tagliante prodotto dall' azione sismica allo stesso livello è calcolato nella seguente tabella:

<i>Pil</i>	alfa	BxH	dir	<i>H(KN)</i>	<i>B(KN)</i>	<i>X (KN)</i>	<i>Y (KN)</i>
29	105	150x70	H	33,72	0	32,6	8,7
			B	0	73,06	70,6	18,9
30	105	150x70	H	21,46	0	20,7	5,6
			B	0	82,34	79,5	21,3
33	111	70x150	H	77,23	0	72,1	27,7
			B	0	13,19	12,3	4,7
34	116	70x150	H	73,99	0	66,5	32,4
			B	0	12,66	11,4	5,5
37	122	70x150	H	69,81	0	59,2	37,0
			B	0	9,86	8,4	5,2
38	127	70x150	H	65,41	0	52,2	39,4
			B	0	7,49	6,0	4,5
40	132	70x150	H	66,81	0	49,6	44,7
			B	0	43,17	32,1	28,9
41	138	70x150	H	68,28	0	45,7	50,7
			B	0	43,76	29,3	32,5
42	143	70x150	H	60,82	0	36,6	48,6
			B	0	5,65	3,4	4,5
45	149	70x150	H	56,73	0	29,2	48,6
			B	0	6,64	3,4	5,7
48	154	70x150	H	53,22	0	23,3	47,8
			B	0	8,55	3,7	7,7
49	159	70x150	H	46,41	0	16,6	43,3
			B	0	7,47	2,7	7,0
53	5	70x150	H	53,44	0	4,7	53,2
			B	0	40,02	3,5	39,9
55	5	70x200	H	62,48	0	5,4	62,2
			B	0	52	4,5	51,8
56	45	150x70	H	72,68	0	51,4	51,4
			B	0	8,87	6,3	6,3
57	45	100x70	H	78,82	0	55,7	55,7
			B	0	66,16	46,8	46,8

58	45	50x100	H	14,02	0	9,9	9,9
			B	0	42,07	29,7	29,7
59	45	100x50	H	68,36	0	48,3	48,3
			B	0	33,39	23,6	23,6
60	45	50x100	H	12,82	0	9,1	9,1
			B	0	42,15	29,8	29,8
61	45	100x50	H	66,7	0	47,2	47,2
			B	0	12,63	8,9	8,9
62	45	100x70	H	136,01	0	96,2	96,2
			B	0	54,85	38,8	38,8
63	45	60x120	H	23,33	0	16,5	16,5
			B	0	29,48	20,8	20,8
64	45	60x120	H	27,64	0	19,5	19,5
			B	0	65,83	46,5	46,5
65	45	50x150	H	24,71	0	17,5	17,5
			B	0	157,52	111,4	111,4
66	45	50x150	H	22,73	0	16,1	16,1
			B	0	10,48	7,4	7,4
67	45	150x70	H	11,6	0	8,2	8,2
			B	0	69,57	49,2	49,2
68	45	150x70	H	62,31	0	44,1	44,1
			B	0	30,61	21,6	21,6
92	27	150x70	H	49,21	0	22,3	43,8
			B	0	13,56	6,2	12,1
93	25	70x150	H	29,3	0	12,4	26,6
			B	0	21	8,9	19,0
94	45	100x70	H	86,29	0	61,0	61,0
			B	0	48,04	34,0	34,0
95	62	70x150	H	32,47	0	28,7	15,2
			B	0	12,38	10,9	5,8
96	64	150x70	H	46,23	0	41,6	20,3
			B	0	9,69	8,7	4,2
97	45	100x70	H	73,1	0	51,7	51,7
			B	0	36,03	25,5	25,5
98	45	150x70	H	60,64	0	42,9	42,9
			B	0	21,4	15,1	15,1
104	165	150x70	H	49,12	0	12,7	47,4
			B	0	50,99	13,2	49,3
105	90	200x70	H	99,63	0	99,6	0,0
			B	0	49,45	49,5	0,0
106	165	150x70	H	37,9	0	9,8	36,6
			B	0	32,18	8,3	31,1
107	172	150x70	H	45,19	0	6,3	44,8
			B	0	69,6	9,7	68,9
108	90	150x70	H	80,78	0	80,8	0,0
			B	0	13,78	13,8	0,0
61-60	139,3	50x67	H	12,48	0	8,1	9,5
			B	0	9,43	6,1	7,1
59-58	312,6	50x122	H	32,4	0	23,8	21,9
			B	0	21,81	16,1	14,8
62-94	135,1	70x78	H	35,54	0	25,1	25,2
			B	0	27,69	19,5	19,6
57-97	315,4	70x103	H	81,05	0	56,9	57,7
			B	0	30,93	21,7	22,0
58-97	52,5	50x294	H	198,67	0	157,6	120,9
			B	0	34,09	27,0	20,8
94-60	217,4	50x255	H	204,72	0	124,3	162,6
			B	0	23,73	14,4	18,9

Totale

28402,3

28251,1

Come si può notare l'ipotesi di trascurare l'azione del vento rispetto a quella sismica è valida in quanto quest'ultima produce effetti notevolmente maggiori in termini di taglianti di piano.

5.2.2 Verifica sulla somma degli sforzi normali

Al fine di individuare eventuali errori sulla massa assegnata al modello, viene calcolata la somma degli sforzi normali dei pilastri al livello 6 determinati dai risultati del software, e confrontati con la massa complessiva dell'edificio superiore al livello 6 calcolata manualmente.

Gli sforzi normali determinati dall'analisi elastica sono calcolati nella seguente tabella:

<i>Pil</i>	alfa	BxH	dir	Zona piede	
				N	N(T)
29	105,0°	150x70	H	297,97	297,97
			B	297,97	0
30	105,0°	150x70	H	399,57	399,57
			B	399,57	0
33	111,0°	70x150	H	281,44	281,44
			B	281,44	0
34	116,0°	70x150	H	329,95	329,95
			B	329,95	0
37	122,0°	70x150	H	332,31	332,31
			B	332,31	0
38	127,0°	70x150	H	307,46	307,46
			B	307,46	0
40	132,0°	70x150	H	360,71	360,71
			B	360,71	0
41	138,0°	70x150	H	387,34	387,34
			B	387,34	0
42	143,0°	70x150	H	307,33	307,33
			B	307,33	0
45	149,0°	70x150	H	330,17	330,17
			B	330,17	0
48	154,0°	70x150	H	322,69	322,69
			B	322,69	0
49	159,0°	70x150	H	274,83	274,83
			B	274,83	0
53	5,0°	70x150	H	39,17	39,17
			B	39,17	0
55	5,0°	70x200	H	52,1	52,1
			B	52,1	0
56	45,0°	150x70	H	352,6	352,6
			B	352,6	0
57	45,0°	100x70	H	224,85	224,85
			B	224,85	0
58	45,0°	50x100	H	178,83	178,83
			B	178,83	0
59	45,0°	100x50	H	214,83	214,83
			B	214,83	0
60	45,0°	50x100	H	164,34	164,34
			B	164,34	0
61	45,0°	100x50	H	176,05	176,05
			B	176,05	0
62	45,0°	100x70	H	278,81	278,81
			B	278,81	0
65	45,0°	50x150	H	346,96	346,96
			B	346,96	0
66	45,0°	50x150	H	314,15	314,15

			B	314,15	0
67	45,0°	150x70	H	383,86	383,86
			B	383,86	0
68	45,0°	150x70	H	354,73	354,73
			B	354,73	0
92	27,0°	150x70	H	522,07	522,07
			B	522,07	0
93	25,0°	70x150	H	493,25	493,25
			B	493,25	0
94	45,0°	100x70	H	252,73	252,73
			B	252,73	0
95	62,0°	70x150	H	504,68	504,68
			B	504,68	0
96	64,0°	150x70	H	501,82	501,82
			B	501,82	0
97	45,0°	100x70	H	204,9	204,9
			B	204,9	0
98	45,0°	150x70	H	336,2	336,2
			B	336,2	0
104	165,0°	150x70	H	390,85	390,85
			B	390,85	0
105	90,0°	200x70	H	112,15	112,15
			B	112,15	0
106	165,0°	150x70	H	297,79	297,79
			B	297,79	0
107	172,0°	150x70	H	71,01	71,01
			B	71,01	0
108	90,0°	150x70	H	42,61	42,61
			B	42,61	0
61-60	139,3°	50x67	H	105,52	105,52
			B	105,52	0
59-58	312,6°	50x122	H	186,91	186,91
			B	186,91	0
62-94	135,1°	70x78	H	163,69	163,69
			B	163,69	0
57-97	315,4°	70x103	H	203,74	203,74
			B	203,74	0
58-97	52,5°	50x294	H	391,5	391,5
			B	391,5	0
94-60	217,4°	50x255	H	361,89	361,89
			B	361,89	0
				TOT	121563,6 kN

La massa complessiva superiore al livello 6 calcolata manualmente risulta essere pari a :

Liv	residenziale/comm				zona affollata corridoi				balconi				copertura				pilastri			travi		
	area	P.P sol	scp	scv	area	P.P sol	scp	scv	area	P.P sol	scp	scv	area	P.P sol	scp	scv	γcls	area	h	γcls	vol	N [T]
35	0	350	366	0	0	350	366	400	0	350	396	400	34	350	396	234	2500	14,19	2,5	2500	8	142,01
34	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	110	350	396	234	2500	35,5	2,05	2500	34	374,74
33	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
32	100	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	240	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	709,56
31	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
30	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
29	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
28	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
27	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
26	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
25	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
24	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
23	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
22	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
21	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
20	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
19	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
18	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
17	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
16	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
15	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
14	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
13	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
12	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
11	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
10	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	67	657,56
9	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	35,5	1,65	2500	0	146,44
8	300	350	366	200	36	350	366	400	25	350	396	400	110	350	396	234	2500	41,5	2,1	2500	67	836,80
7	0	350	366	200	0	350	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	41,5	1,9	2500	0	197,13
6	300	408	366	400	0	408	366	400	0	350	396	400	0	350	396	234	2500	41,5	2,1	2500	67	737,58

TOT	121346,96 kN
------------	---------------------

Tra la massa calcolata manualmente e quella ottenuta dal programma c'è una variazione pari all' 0,002 % e quindi si può ritenere che non vi sono errori nella massa assegnata al modello.

5.2.3 Verifica sul tagliante al livello 4

Il tagliante sismico ottenuto dai risultati del software al livello 4 è riportato nella tabella precedente ed è pari a **28402,3 kN** in direzione X e **28251,1 kN** in direzione Y.

Il tagliante di piano calcolato considerando le masse di piano e le accelerazioni spettrali dei singoli modi risultano essere pari a:

<i>Liv</i>	<i>Qp (m)</i>	<i>Ws (T)</i>
35	63	99,37
34	60,5	409,35
33	58,45	72,58
32	56,8	847,12
31	55,15	69,43
30	53,5	835,17
29	51,85	69,43
28	50,2	835,17
27	48,55	69,43
26	46,9	835,17
25	45,25	69,43
24	43,6	835,17
23	41,95	69,43
22	40,3	835,17
21	38,65	69,43

<i>Liv</i>	<i>Qp (m)</i>	<i>Ws (T)</i>
20	37	835,17
19	35,35	69,43
18	33,7	835,17
17	32,05	69,43
16	30,4	835,17
15	28,75	69,43
14	27,1	834,84
13	25,45	69,43
12	23,8	835,17
11	22,15	69,43
10	20,5	835,17
9	18,85	69,43
8	17,2	1027,84
7	15,1	79,54
6	13,2	1126,88

modo	mx	my	acc
1	0,278	0,284	0,15
2	0,215	0,251	0,197
3	0,097	0,059	0,254
4	0,097	0,072	0,289
5	0,034	0,072	0,289
6	0,04	0,015	0,289
7	0,045	0,05	0,293
8	0,051	0,073	0,264
10	0,045	0,024	0,3

Il tagliante calcolato manualmente risulta essere pari a:

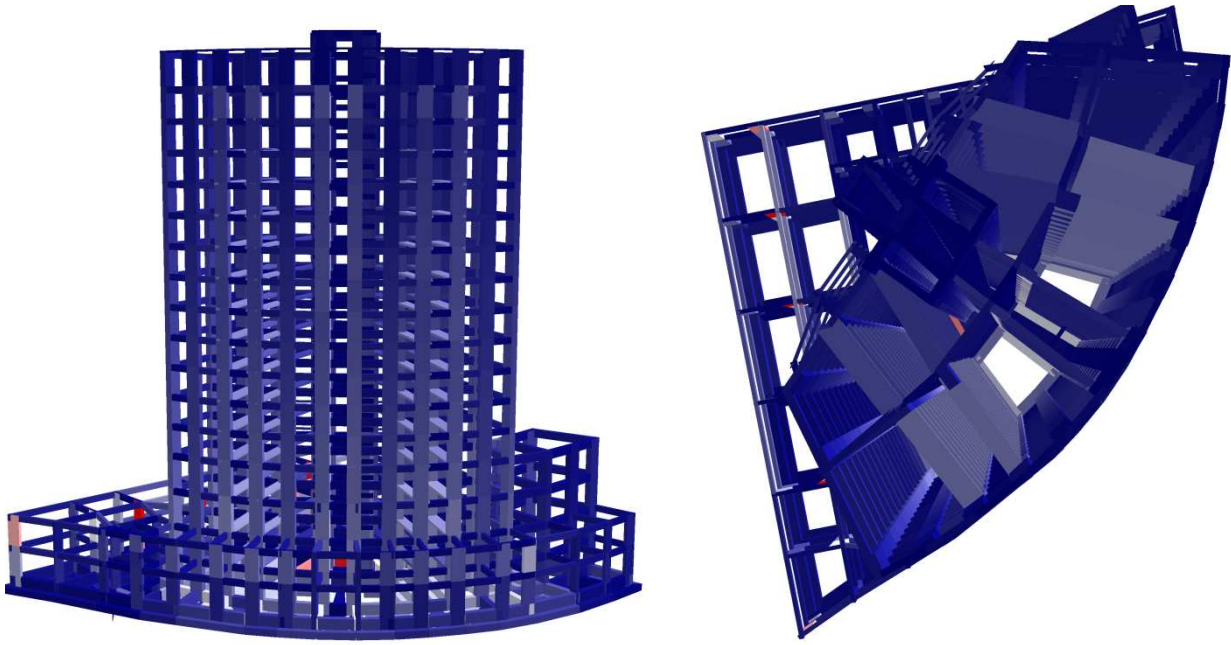
Fh (X)	27126,82
Fh (Y)	27640,41

Si può ritenere che non vi sono errori nel modello in quanto i valori sono molto vicini tenendo conto che nel calcolo manuale si è presa in considerazione il 90% della massa totale.

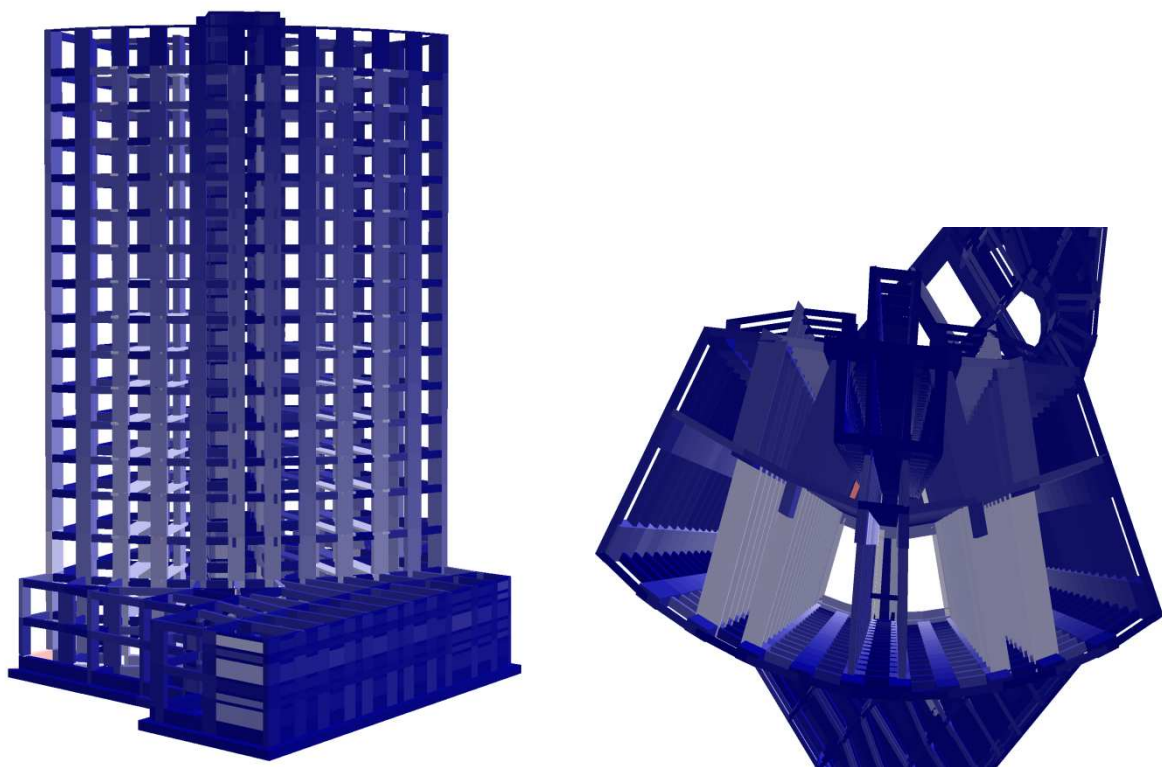
5.2.4 Verifica della simmetria della soluzione

Essendo la struttura, in elevazione, simmetrica rispetto ad un'asse, la soluzione ottenuta per effetto delle sole azioni verticali dovrà essere anch' essa simmetrica. Il controllo è effettuato sulle due torri in modo grafico.

TORRE A

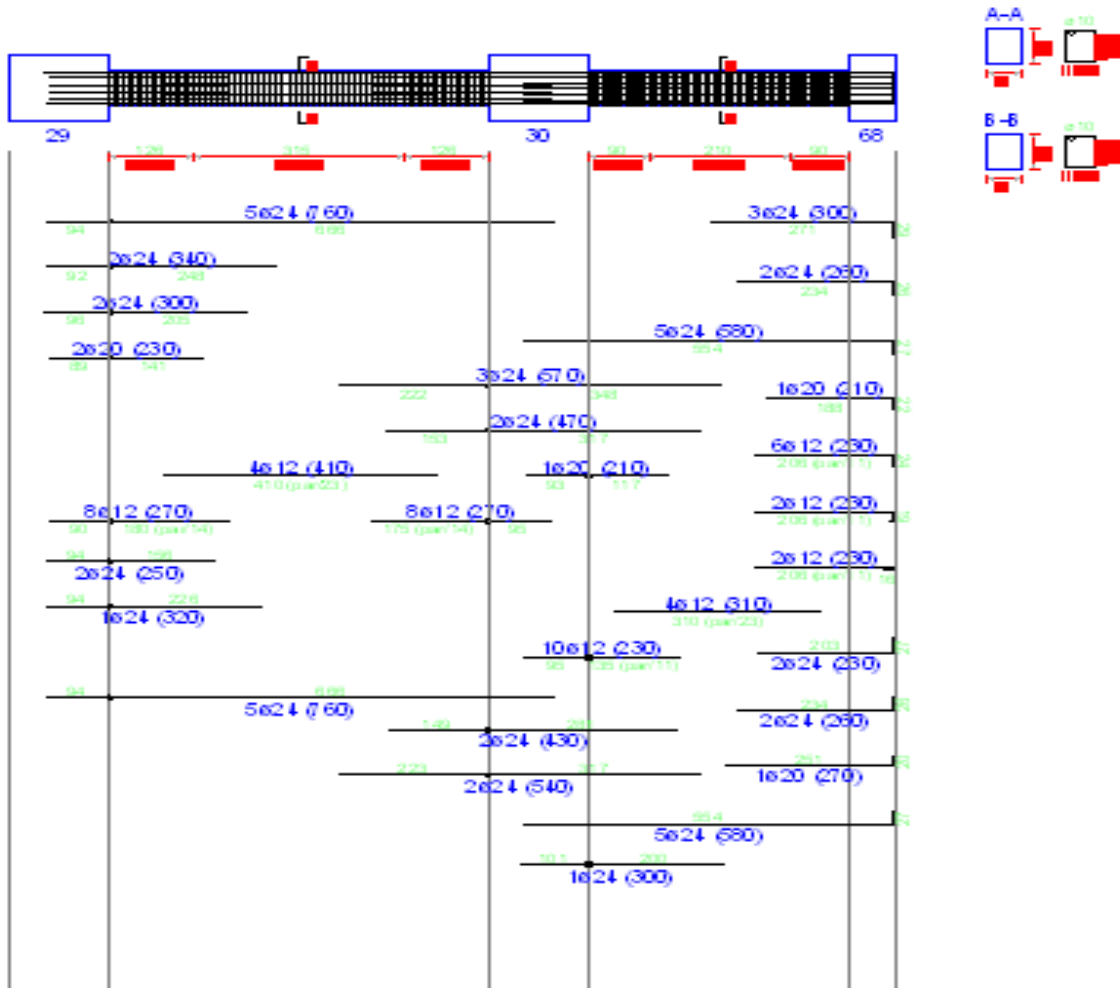


TORRE B



5.3 Verifiche locali

Le verifiche locali vengono eseguite per validare i risultati a livello di elementi. In particolare verrà considerata la trave 65 al livello 6 della torre A, di cui si riporta di seguito un' estratto della distinta delle armature:



Caratteristiche geometriche:

X [m]	fcd[KN/mq]	fyd[KN/mq]	B[mm]	h[mm]	d[m]	ferri commerciali Φ [mm]			Asc[mmq]
						16	20	24	
inizio	25,5	391,3	500	700	660	0	0	8	3619
mezzo	25,5	391,3	500	700	660	0	0	5	2262
fine	25,5	391,3	500	700	660	0	0	9	4072
inizio	25,5	391,3	500	700	660	0	2	9	4700
mezzo	25,5	391,3	500	700	660	0	0	5	2262
fine	25,5	391,3	500	700	660	0	0	10	4524

5.3.1 Verifica del momento ultimo

I momenti resistenti delle sezioni sono calcolati allo stato limite ultimo, attraverso le equazioni di equilibrio a traslazione e rotazione:

- $C_c + T_s + C_s = 0 \rightarrow X_c$ [equilibrio alla traslazione]
- $M_{rd} = C_c(d-0,4X_c) + C_s(d-\Delta)$ [equilibrio alla rotazione]

Il momento resistente è calcolato tenendo conto del legame “Stress-Block” per il calcestruzzo e del legame di tipo elasto-plastico perfetto per l'acciaio. I risultati ottenuti dal calcolo manuale confrontati con quelli determinati dal software di calcolo sono riportati nella seguente tabella.

Ferri commerciali				As	as'	Fyd	Fcd	D	B	XC	Es	εs'	Mu	MUP	Variatz
Posiz.	16	20	24	[mmq]	[mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]	[m]	[mm]	(mm)	(%)	(%)	(T*m)	(T*m)	(%)
inizio	0	0	8	3619	4700	391,30	25,5	660	500	53,48	3,969	0,088	88,82	92,09	-3,55
mezzo	0	0	5	2262	2262	391,30	25,5	660	500	51,18	4,164	0,076	55,90	57,71	-3,14
fine	0	0	9	4072	4524	391,30	25,5	660	500	57,40	3,675	0,106	99,78	102,86	-3,00
inizio	0	2	9	4700	3619	391,30	25,5	660	500	69,53	2,972	0,149	-114,89	-117,26	-2,02
mezzo	0	0	5	2262	2262	391,30	25,5	660	500	51,18	4,164	0,076	-55,90	-57,71	-3,14
fine	0	0	10	4524	4072	391,30	25,5	660	500	63,88	3,266	0,131	-110,70	-113,39	-2,38

I Momenti ultimi ottenuti con un calcolo manuale differiscono in maniera molto esigua rispetto a quelli ottenuti dal software.

5.3.2 Verifica di duttilità locale

In fase di progetto si è scelto il fattore di struttura pari a 5,85. Le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura μ_d nelle zone critiche risulti:

$$\mu_\phi \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

La duttilità di curvatura μ_d può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ϵ_{cu} o dell'acciaio ϵ_{uk} e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni sopraindicate.

Essendo $q_0 = 5,85$, $T_1 = 0,561$ e $T_c = 0,371$ si ha $\mu_\phi = 10,7$. Si avrà che il rapporto di duttilità in curvatura delle sezioni dovrà essere maggiore o uguale a $1,5 \cdot \mu_\phi = 16,05$ nelle zone critiche.

Momento resistente:

Il momento resistente effettivo della sezione è calcolato considerando oltre che l'armatura in trazione anche quella effettivamente presente in compressione. I legami costitutivi utilizzati sono quello elastoplastico perfetto per l'acciaio e quello triangolo – rettangolo per il calcestruzzo. La curvatura ultima è data dal rapporto tra la deformazione ultima del calcestruzzo ϵ_{cu} e l'altezza della zona compressa X_c . Per il calcolo si usano le regole indicate per l'analisi dalla sezione nelle NTC 08.

Momento di fessurazione:

Il momento di fessurazione della sezione è quel valore del momento per il quale si raggiunge la resistenza a trazione del Cls e la sezione diventa quindi parzializzata. E' calcolato considerando oltre che l'armatura in trazione anche quella effettivamente presente in compressione. I legami costitutivi utilizzati sono quello elastoplastico perfetto per l'acciaio e quello triangolo – rettangolo per il calcestruzzo. La curvatura corrispondente al momento di fessurazione è data dal rapporto tra la deformazione del calcestruzzo ϵ_c e l'altezza della zona compressa X_c . Per il calcolo si usano le regole indicate per l'analisi dalla sezione nelle NTC 08, La sezione è analizzata in fase elastica.

X (m)	Armature			As [mmq]	as' [mmq]	Ec2 [N/mmq]	Ect [N/mmq]	Xf [mm]	Es	εs'	Ec	Inct [mm^4]	MCR [kNm]
	16	20	24										
inizio	0	0	8	3619	4700	14571,43	14571,43	333	0,00018	0,00017	0,00019	25787808033	213,50
mezzo	0	0	5	2262	2262	14571,43	14571,43	341	0,00018	0,00018	0,00020	20589246314	184,12
fine	0	0	9	4072	4524	14571,43	14571,43	338	0,00018	0,00018	0,00019	26214094533	228,29
inizio	0	2	9	4700	3619	14571,43	14571,43	352	0,00018	0,00019	0,00021	25797816924	-253,60
mezzo	0	0	5	2262	2262	14571,43	14571,43	341	0,00018	0,00018	0,00020	20589246314	-184,12
fine	0	0	10	4524	4072	14571,43	14571,43	346	0,00018	0,00018	0,00020	26218206732	-245,20

$$f_{ctf} = 2,91 \text{ N/mm}^2$$

Momento di snervamento:

Il momento di snervamento della sezione è quel valore del momento per il quale si raggiunge la deformazione ϵ_{yd} di snervamento dell'acciaio e questo va in fase plastica. E' calcolato considerando oltre che l'armatura in trazione anche quella effettivamente presente in compressione. I legami costitutivi utilizzati sono quello elastoplastico perfetto per l'acciaio e quello triangolo – rettangolo per il calcestruzzo. La curvatura corrispondente al momento di fessurazione è data dal rapporto tra la deformazione del calcestruzzo ϵ_c e l'altezza della zona compressa X_c . Per il calcolo si usano le regole indicate per l'analisi dalla sezione nelle NTC 08, La sezione è analizzata in fase elastica.

X (m)	ferri commerciali			As [mmq]	as' [mmq]	Ec2 [N/mmq]	Ect [N/mmq]	XY [mm]	εs	εs'	εc	My [kNm]
	16	20	24									
inizio	0	0	8	3619	4700	14571,43	14571,43	214	0,00174	0,00072	0,00084	854,59
mezzo	0	0	5	2262	2262	14571,43	14571,43	199	0,00175	0,00064	0,00075	532,58
fine	0	0	9	4072	4524	14571,43	14571,43	228	0,00174	0,00080	0,00092	956,41
inizio	0	2	9	4700	3619	14571,43	14571,43	255	0,00173	0,00096	0,00109	-1089,35
mezzo	0	0	5	2262	2262	14571,43	14571,43	199	0,00175	0,00064	0,00075	-532,58
fine	0	0	10	4524	4072	14571,43	14571,43	245	0,00173	0,00090	0,00102	-1054,66

Di seguito sono riportati i grafici dei diagrammi Momento - curvatura nelle sezioni critiche e il calcolo della duttilità in curvatura.

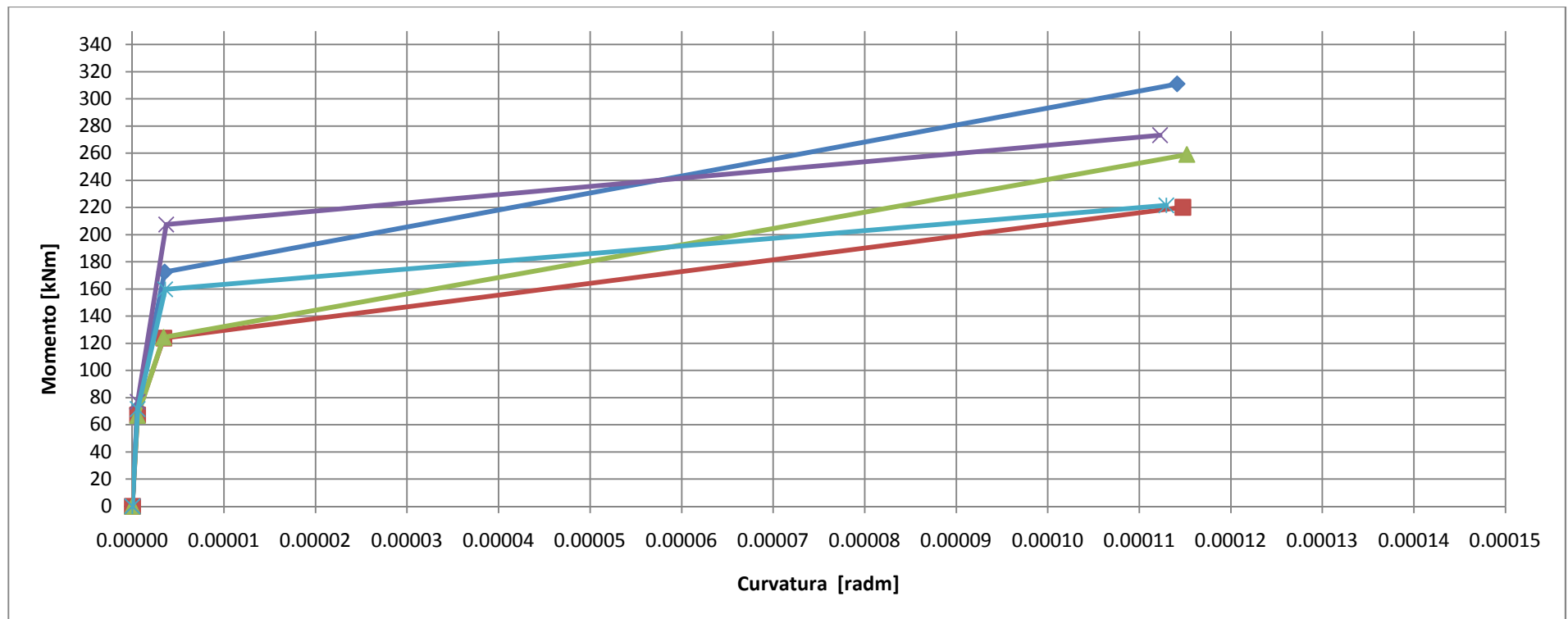
La verifica di duttilità locale risulta essere soddisfatta.

Momenti resistenti		
X (m)	Mu [KNm]	curv. [rad.m]
Inizio (+)	888,179	0,00006545
Mezzo (+)	558,962	0,00006839
Fine (+)	997,759	0,00006098
Inizio (-)	1148,861	0,00005034
Mezzo (-)	558,962	0,00006839
Fine (-)	1106,950	0,00005479

Momenti fessurazione		
X (m)	Mc _r [KNm]	curv. [rad.m]
Inizio (+)	213,50	0,000000560
Mezzo (+)	184,12	0,000000573
Fine (+)	228,29	0,000000569
Inizio (-)	253,60	0,000000591
Mezzo (-)	184,12	0,000000573
Fine (-)	245,20	0,000000582

Momenti snervamento		
X (m)	My [KNm]	curv. [rad.m]
Inizio (+)	854,59	0,00000391
Mezzo (+)	532,58	0,00000379
Fine (+)	956,41	0,00000403
Inizio (-)	1089,35	0,00000427
Mezzo (-)	532,58	0,00000379
Fine (-)	1054,66	0,00000418

Fattori duttilità curv.			
X (m)	μΦ	μ	verifica
Inizio (+)	16,74	4,52	OK
Mezzo (+)	18,07	4,52	OK
Fine (+)	15,13	4,52	OK
Inizio (-)	11,78	4,52	OK
Mezzo (-)	18,07	4,52	OK
Fine (-)	13,11	4,52	OK



5.3.3 Verifica del taglio ultimo

Il taglio resistente delle staffe è dato dalla relazione:

$$V_{rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot F_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

- $\alpha = 90^\circ$ angolo inclinazione delle staffe
- θ angolo di inclinazione delle bielle compresse
- A_{sw} = area di armatura trasversale
- S = passo
- d è l'altezza utile della sezione

Il taglio resistente del calcestruzzo è dato dalla relazione:

$$V_{rcd} = 0,9 d b_w f'_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \times f_{cd}$);
- b_w è la larghezza dell'anima della sezione
- $\alpha = 90^\circ$ angolo inclinazione delle staffe

Note le armature trasversali il taglio resistente lo si calcola ponendo l'uguaglianza tra il taglio di calcolo ed il taglio resistente del calcestruzzo si può determinare l'angolo delle bielle compresse θ è quindi il V_{rd} della sezione:

$$V_{rd} = \text{minimo} \{ V_{rsd}, V_{rcd} \}$$

La resistenza a taglio nelle zone critiche assumendo $\cot \theta = 1$

Dettagli costruttivi Armature trasversali:

- **NTC [4.1.6.1.1]**

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio. Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

- **NTC [7.4.6.2.1]**

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale; (**min A**)
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B"; (**min B**)
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B"; (**min C**)
- 24 volte il diametro delle armature trasversali; (**min D**)

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo **6 mm**, con ganci a 135° prolungati per almeno **10 diametri** alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

ZONA CRITICA

					7.4.6.2.1				
Estremo	Vdmax [KN]	d(mm)	bW(mm)	f'cd(N/mm ²)	min A [mm]	min B [mm]	min C [mm]	min D [mm]	S [mm] effettivo
A	432,20	660	500	12,75	165	225	112	240	70
B	432,20	660	500	12,75	165	225	112	240	70

Taglio resistente

Estremo	Vr _{sd} [KN]	Vr _{cd} [KN]	Vr _d [KN]	Vr _d P [KN]	variaz(%)
A	524,63	1893,38	524,63	515,10	1,85
B	524,63	1893,38	524,63	515,10	1,85

ZONA CENTRALE

					4.1.6.1.1				
Estremo	Vdmax [KN]	d(mm)	bW(mm)	f'cd(N/mm ²)	s min [mm]	s min [mm]	A _{st} [mm ² /m]	A _{St} [mm ² /m]	S [mm] effettivo
A	358,00	660	500	12,75	528	333	750	878	90
B	358,00	660	500	12,75	528	333	750	878	90

Taglio resistente

Estremo	Vr _{sd} [KN]	Vr _{cd} [KN]	Vr _d [KN]	Vr _d P [KN]	variaz(%)
A	408,05	1893,38	408,05	400,60	1,86
B	408,05	1893,38	408,05	400,60	1,86

I tagli resistenti determinati dal software risultano essere praticamente uguali a quelli determinati con un calcolo manuale, ed inoltre risultano essere verificati anche i dettagli costruttivi per le armature trasversali.

5.3.4 Verifica dei dettagli costruttivi

Si andranno a verificare tutti i dettagli costruttivi imposti dalle NTC 08, in particolare:

Armature Longitudinali:

- NTC [4.1.6.1.1]

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s_{min}} = 0,26 \frac{F_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0,0013 \times b_t \times d$, dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di *b_t* si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio. Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo. Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo *b* lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non

superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

- **NTC [7.4.6.1.1]**

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave. Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

- **NTC [7.4.6.2.1]**

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave. In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L, entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $1/4$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave. Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le limitazioni indicate nei dettagli costruttivi dei nodi.

4.1.6.1.1					
X (m)	Asmin(mm ²)	Asmin(mm ²)	Asmax (mm ²)	As(mm ²)	Verifica
inizio	724	429	13200	3619	OK
mezzo	724	429	13200	2262	OK
fine	724	429	13200	4072	OK
inizio	724	429	13200	4700	OK
mezzo	724	429	13200	2262	OK
fine	724	429	13200	4524	OK

7.4.6.1.1			7.4.6.2.1				
X (m)	b/h	zona critica (mm)	ρ_{comp}	1,4/fyk	$\rho_{comp}+3,5/fyk$	ρ	verifica
inizio	0,72	1035	0,0134	0,0031	0,0212	0,0110	OK
mezzo	0,72	1035	0,0065	0,0031	0,0142	0,0069	OK
fine	0,72	1035	0,0129	0,0031	0,0207	0,0123	OK
inizio	0,72	1035	0,0103	0,0031	0,0181	0,0142	OK
mezzo	0,72	1035	0,0065	0,0031	0,0142	0,0069	OK
fine	0,72	1035	0,0116	0,0031	0,0194	0,0137	OK

Le verifiche risultano essere tutte soddisfatte.

5.3.5 Verifica tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati:

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$$

Si calcolano quindi le sollecitazioni generate dai carichi verticali nelle combinazioni sopra indicate e si eseguono le verifiche.

	Md [kNm]	As [mm ²]	as' [mm ²]	D [m]	B [mm]	Xc [mm]	In [mm ⁴]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	Verifica
inizio	191,9	4700	3619	660	500	224	13751216024	3,131	87,61	OK
mezzo	43,2	2262	2262	660	500	197	9171493877	0,926	31,45	OK
fine	78,5	4524	4072	660	500	231	15224100872	1,192	31,87	OK

$\sigma_s \text{ max [N/mm}^2\text{]}$	360
$\sigma_c \text{ max [N/mm}^2\text{]}$	33

La verifica risulta essere soddisfatta.

5.3.5 Verifica di fessurazione

Nella Tabella sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze definite per il tipo di struttura e per il tipo di armature:

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

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tabella :

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure. L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

dove:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

- σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;
- α_s il rapporto E_s/E_{cm} ;
- ρ_{eff} è pari $A_s/A_{c_{eff}}$
- $A_{c_{eff}}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ e $h/2$. Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

- $k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,
- $k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

Δ_{sm} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

I cui coefficienti sono indicati nella circolare esplicativa delle NTC.

Si esegue la verifica per la trave in esame:

X	W3(freq.) [mm]	Es [N/mm ²]	σs [N/mm ²]	Fctm [N/mm ²]	As [mm ²]	Ac eff. [mm ²]	Peff	Ae	Kt	Esm	Δs max	Wd	Verifica
inizio	0,4	210000	87,61	3,79	4700	37500	0,1253	6,672	0,4	0,00031	123,70	0,07	OK
mezzo	0,4	210000	31,45	3,79	2262	37500	0,0603	6,672	0,4	0,00009	147,09	0,02	OK
fine	0,4	210000	31,87	3,79	4524	37500	0,1206	6,672	0,4	0,00009	124,55	0,02	OK

X	W2(Q.P.) [mm]	Es [N/mm ²]	σs [N/mm ²]	Fctm [N/mm ²]	As [mm ²]	Ac eff. [mm ²]	Peff	Ae	Kt	Esm	Δs max	Wd	Verifica
inizio	0,2	210000	96,38	3,79	4700	37500	0,1253	6,672	0,4	0,00035	123,70	0,07	OK
mezzo	0,2	210000	34,60	3,79	2262	37500	0,0603	6,672	0,4	0,00010	147,09	0,02	OK
fine	0,2	210000	35,05	3,79	4524	37500	0,1206	6,672	0,4	0,00010	124,55	0,02	OK

La verifica di fessurazione risulta essere soddisfatta.

CAPITOLO 6

Calcolo della fondazione

6.1 Tipologia di fondazione

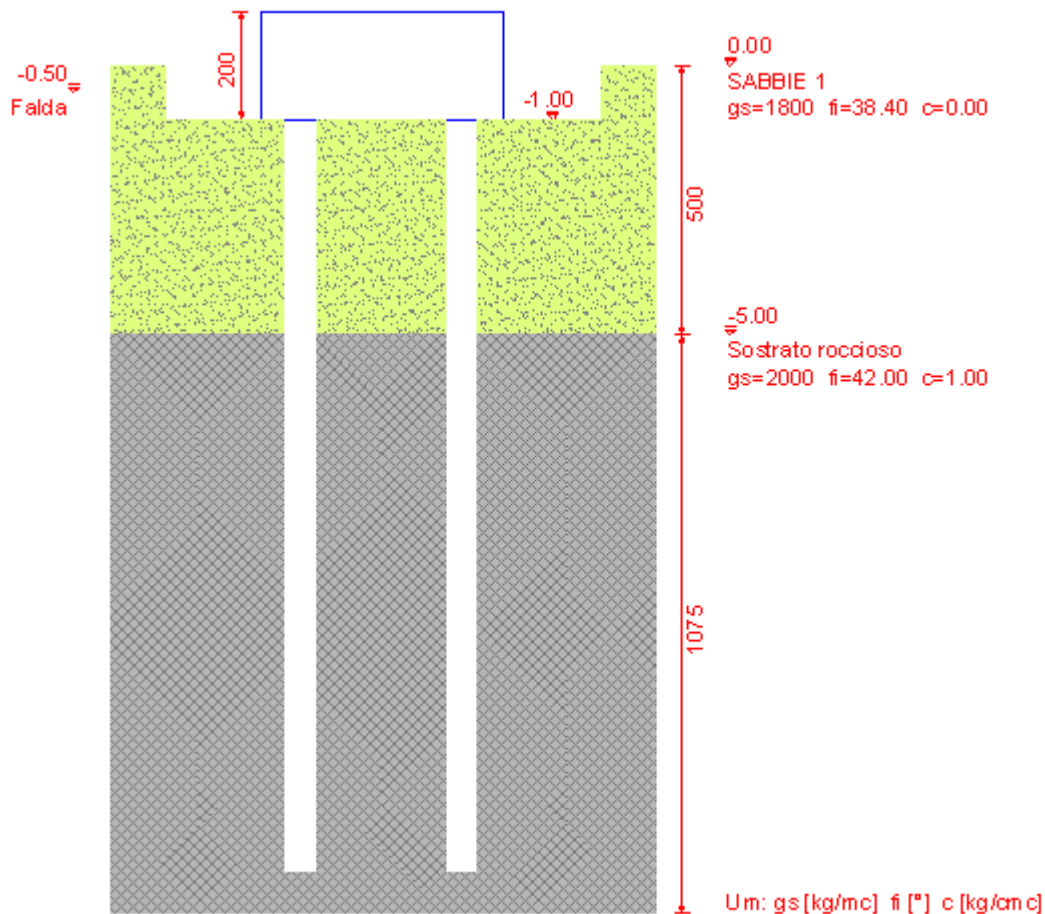
La fondazione della struttura sarà del tipo a plinti su pali. In particolare verrà eseguito il calcolo e la verifica della stessa al di sotto di alcuni pilastri a titolo di esempio. Nella presente relazione è riportato il calcolo ed alcuni particolari del plinto del pilastro 41 della TORRE A. Per il progetto e la verifica della fondazione stessa si è utilizzato il programma EDIPLIN.

6.2 Modello geotecnico del terreno

Al di sotto del piano di posa della fondazione il terreno è costituito essenzialmente da due strati:

- Strato 1 : SABBIA $\Phi = 38,4^\circ$ profondità = 5,00 m
- Strato 2: ROCCIOSO $\Phi = 42,0^\circ$

Non è presente la falda. La stratigrafia del terreno e di seguito riportata.



6.3 Materiali

Vengono riportate di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati ai fini strutturali:

➤ **CALCESTRUZZO C 30/37**

$$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ck} = 30,7 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cm} = F_{ck} + 8 = 38,7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 * \sqrt[3]{\frac{F_{cm}}{10}} = 43279,10 \text{ N/mm}^2$$

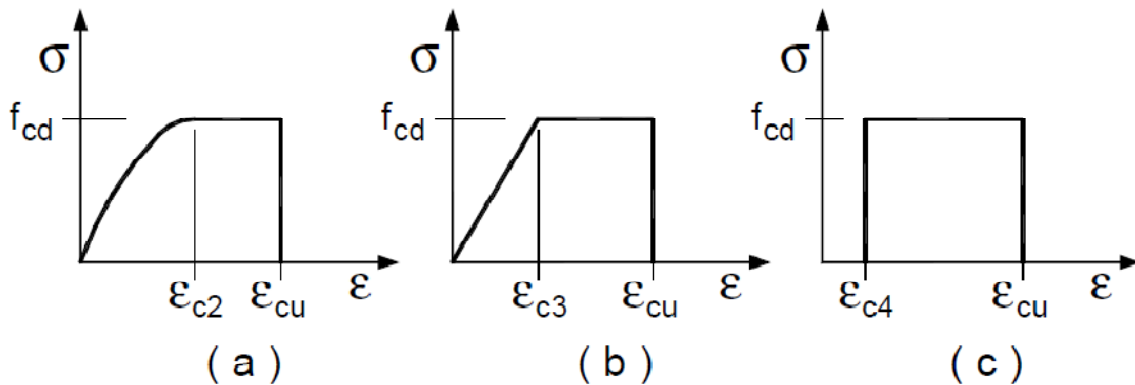
$$F_{cd} = 0,85 * \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 17,40 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ctm} = 0,30 * F_{ck}^{2/3} = 2,94 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ctk} = 0,70 * F_{ctm} = 2,05 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{bd} = 2,25 * \frac{F_{ctk}}{\gamma_c} = 3,07 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} :



I modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo sono: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\%$$

$$\epsilon_{c4} = 0,07\%$$

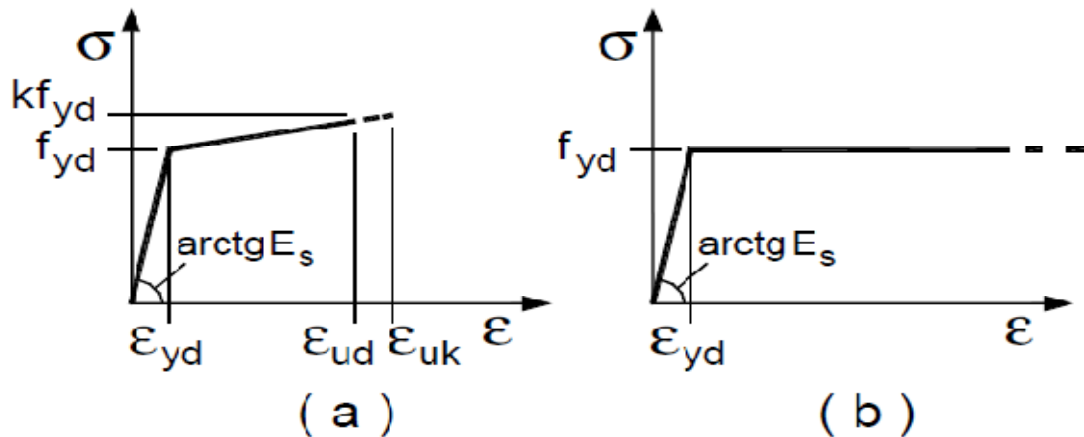
➤ **ACCIAIO B450C:**

$$F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yd} = F_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$. In Figura sono rappresentati i modelli

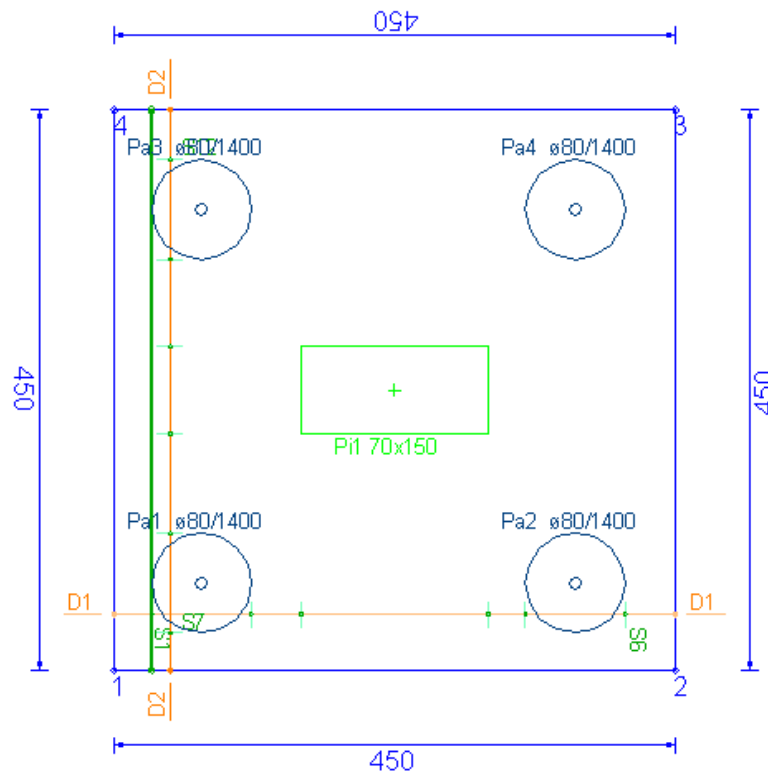
$\sigma - \epsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.



6.4 Progetto e verifica

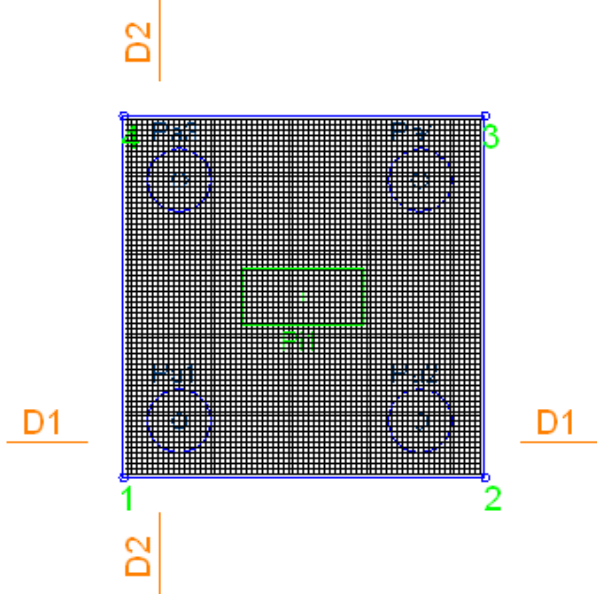
Le sollecitazioni di progetto per il pilastro in esame vengono importati direttamente dal programma EDISIS. Il progetto e le verifiche sia per il plinto che per i pali di fondazione sono eseguite in maniera automatica dal programma secondo quanto indicato dalle NTC 08. Le verifiche geotecniche sono eseguite secondo i metodi di TERZAGHI. La struttura di fondazione risulta essere quindi così dimensionata:

- PLINTO
 - o Spessore **2,00 m**
 - o Area di impronta del plinto **4,50 m x 4,50 m**

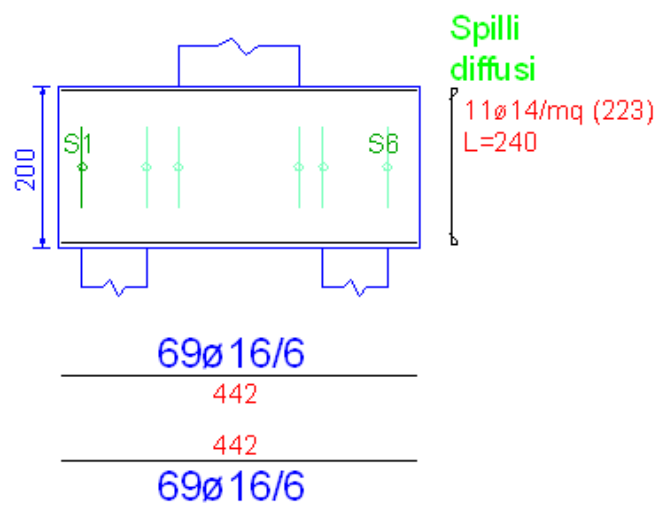


Ferri superiori

$\varnothing 16/6[D1] + \varnothing 16/6[D2]$

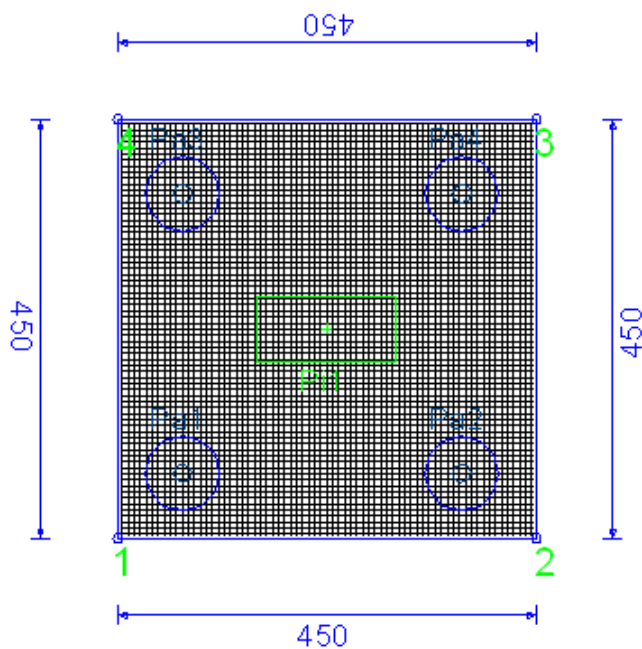


Sezione D1

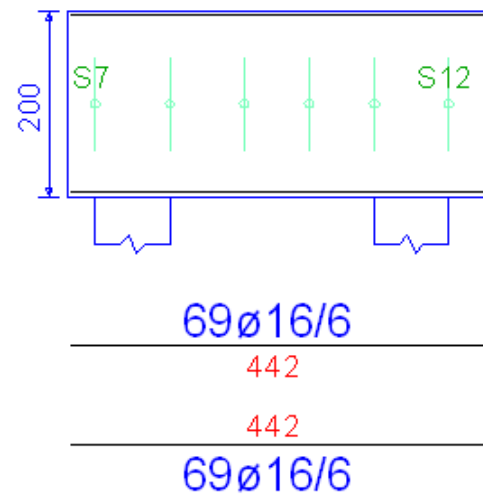


Ferri inferiori

$\varnothing 16/6[D1] + \varnothing 16/6[D2]$



Sezione D2



- PALI
 - o Diametro 0,80 m
 - o Lunghezza 14,00 m

