

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



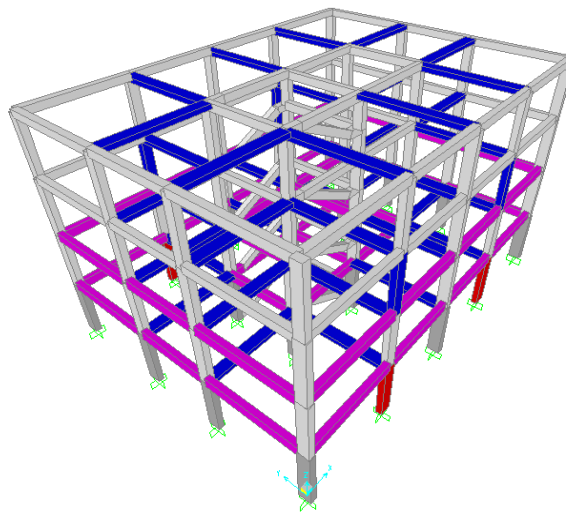
FACOLTÀ DI INGEGNERIA DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE

CORSO DI “TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A.”

a.a. 2010/2011

Progetto di un edificio a telaio in zona sismica

Relazione di calcolo strutturale



Docente:

Prof. Ing. G. Magliulo

Assistente:

Dott.Ing. C.Petrone

Dott.Ing. M. Ercolino

Gruppo: N° 18

Studenti:

Costigliola Rosario Michele M56/009

De Fusco Danilo M56/003

De Martino Francesco M56/059

Vicidomini Mario M56/071

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
2	SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE.....	4
3	MATERIALI UTILIZZATI.....	6
4	AZIONE SISMICA.....	7
5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	9
6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	13
7	PREDIMENSIONAMENTO	16
8	ANALISI DEI CARICHI	19
9	CALCOLO DEI PESI SISMICI.....	26
10	DISTRIBUZIONE DELLE FORZE SISMICHE	30
11	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	31
12	VERIFICA A SLD	33
13	VERIFICHE DI REGOLARITA' IN PIANTA ED IN ELEVAZIONE.....	36
13.1	Regolarità in pianta.....	36
13.2	Regolarità in altezza.....	36
14	VERIFICA DI NON LINEARITA' GEOMETRICA	39
15	VERIFICA DI TORSIODEFORMABILITA'	44
	<i>VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</i>	50
16	INTRODUZIONE.....	51
17	VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI	52
17.1	Limitazioni di armatura longitudinale per le travi	53
18	VERIFICA A TAGLIO PER LE TRAVI.....	56
18.1	Calcolo del taglio sollecitante	56
18.2	Calcolo del taglio resistente	57
18.3	Limitazioni di armature trasversali	58
18.4	verifiche	59
19	VERIFICA A DUTTILITÀ TRAVI.....	60
20	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PILASTRI.....	62

21	GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO TRAVE -COLONNA.....	68
22	VERIFICA A TAGLIO PER I PILASTRI.....	70
23	VERIFICA DUTTILITÀ PILASTRI	75
24	VERIFICA DI RESISTENZA NODO TRAVE - PILASTRO.....	76
25	VERIFICHE A STATO LIMITE D'ESERCIZIO.	82
25.1	Verifica di deformabilità travata.....	83
25.2	Verifica a fessurazione.....	85
25.3	Verifica delle tensioni di esercizio.	89
26	TRAVE DI FONDAZIONE	92
26.1	Criteri generali di progettazione [7.2.1 – NTC]:	92
26.2	Requisiti strutturali degli elementi di fondazione [7.2.5 – NTC]:	92
26.3	Modellazione	92
26.4	Progetto e verifica a flessione	95
26.5	Progetto e verifica a taglio	96
26.6	Verifica a fessurazione.....	97

1 INTRODUZIONE

La presente relazione si prefigge lo scopo di illustrare i calcoli strutturali svolti per la progettazione di una struttura a telaio destinata a civile abitazione presso il Comune di Montemiletto (AV).

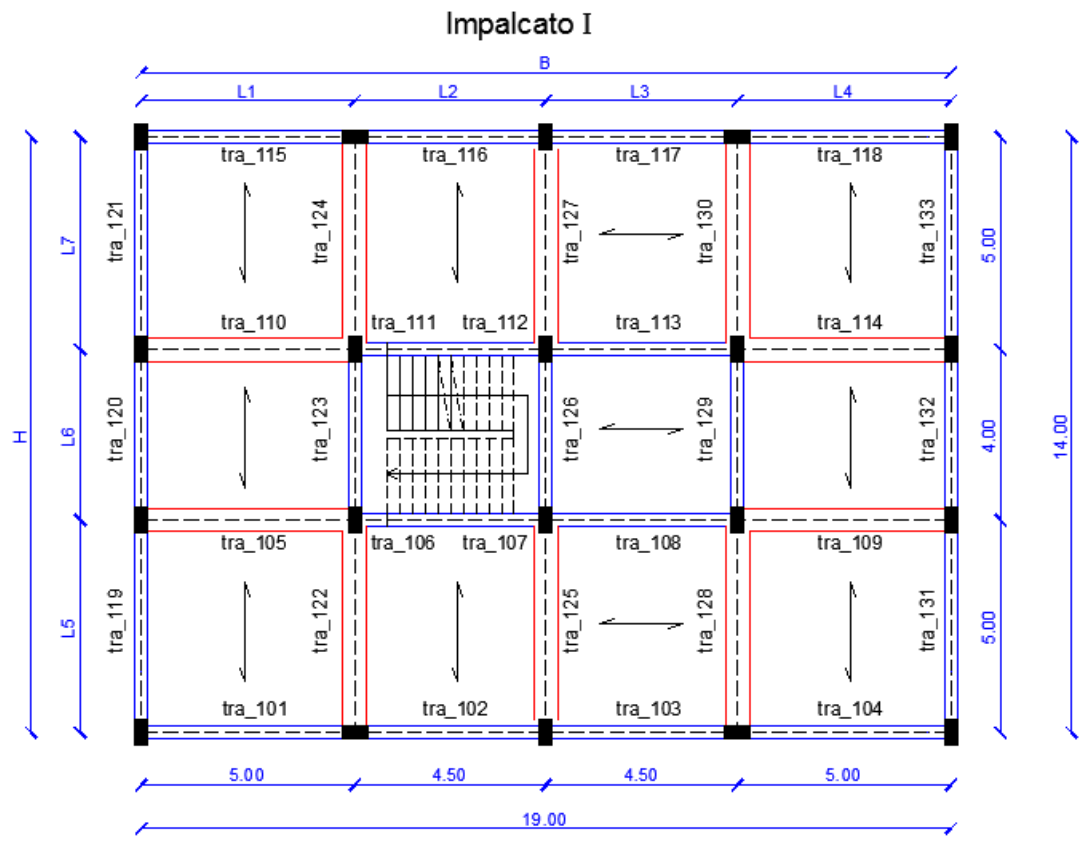
Per quanto concerne:

- la determinazione delle azioni di progetto e loro combinazione;
- le caratteristiche dei materiali utilizzati;
- i criteri di verifica semiprobabilistici agli stati limite;
- prescrizioni e indicazioni varie;

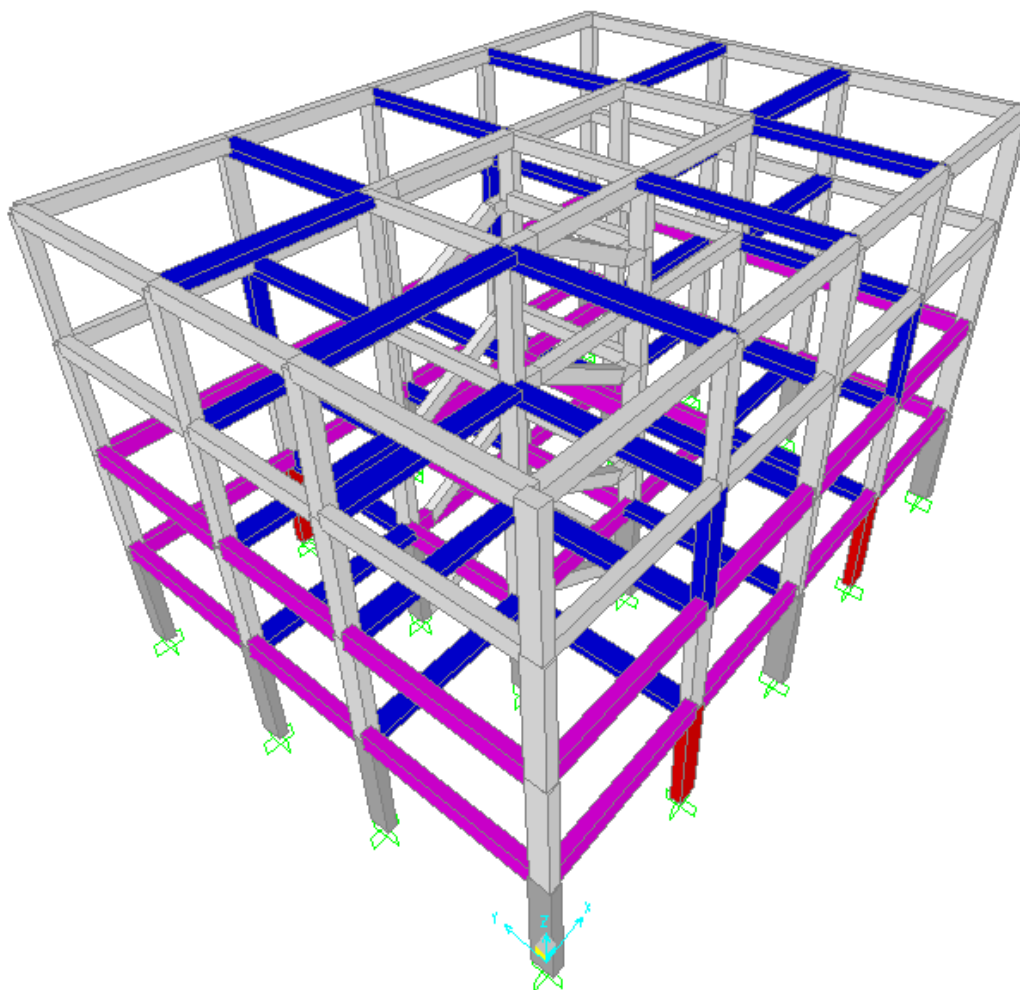
si fa riferimento al DM 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni –NTC-) in vigore dal 14/02/2008, alla Circolare del Ministero delle Infrastrutture n. 617 del 02/02/2009 e agli Eurocodici:

Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, and rules for buildings; *Eurocode 8*. Design of structures for earthquakes resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

2 SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE



Vista 3D dell'edificio



La struttura in esame si presenta con quattro impalcati rettangolari con un sviluppo in pianta di $19,00 \times 14,00 \text{ m}^2$ aventi altezza d'interpiano pari a $3,2\text{m}$ per un'altezza complessiva di circa $12,8 \text{ m}$. Su ciascun piano sono disposti 20 pilastri che vanno a definire 4 telai paralleli alla direzione X e 5 telai paralleli alla direzione Y. A seguito di un predimensionamento della struttura si definiscono le dimensioni dei pilastri al piano terra pari a $30 \times 60 \text{ cm}^2$; ai successivi piani si è deciso di rastremare la dimensione dei pilastri mantenendo fissa la base di 30 cm e riducendo l'altezza di 5 cm per piano; le travi sono sia del tipo emergente sia a spessore: le travi a spessore contenute nel solaio hanno un'altezza di 25 cm e una base di 55 cm ; le travi emergenti hanno una base di 30 cm e un'altezza di 50 cm per i primi due impalcati e di 40 cm per il terzo e quarto impalcato. Al centro della struttura vi sono 2 rampe di scale a sbalzo da travi a ginocchio di dimensioni $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

3 MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO

Le opere in cemento armato gettate in opera si realizzano con un conglomerato cementizio del tipo C25/30. Per la determinazione delle resistenze di calcolo occorre riferirsi alle NTC al § 11.2.10. La resistenza a compressione vale:

$$f_{ck} = 25MPa \quad R_{ck} = 30MPa \quad f_{cm} = 25 + 8 = 33MPa$$

Le resistenze a trazione semplice ed a flessione valgono rispettivamente:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,56MPa \quad f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,07MPa;$$

Il modulo elastico si assume pari a:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 31476MPa$$

La resistenza di calcolo è infine pari a:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 14,17MPa$$

ACCIAIO

L'acciaio dolce utilizzato per le armature delle opere in c.a. è del tipo B450C . Per la determinazione delle resistenze di calcolo occorre riferirsi al § 11.3.2.1 delle NTC:

$$f_{yk} = 450MPa$$

Per quanto concerne le resistenze di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,30MPa ;$$

4 AZIONE SISMICA

Le NTC adottano un approccio prestazionale agli stati limite per la progettazione delle strutture nuove e per la verifica di quelle esistenti. L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascuna prestazione, moltiplicandone la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U [2.4.3 – NTC]. Per le costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti (classe d'uso II) [2.4.2 – NTC] il coefficiente d'uso C_U assume valore unitario. La vita nominale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella [tab. 2.4.I – NTC] e per strutture ordinarie vale:

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

Di conseguenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono, come detto, a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Le NTC prevedono quattro stati limite [3.2.1 – NTC],

due di esercizio:

- Stato Limite di Operatività (SLO) ;
- Stato Limite di Danno (SLD).

due ultimi:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di Collasso (SLC).

Per le classi d'uso I e II, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito [7.1 – TC]:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR è fornita in funzione dello stato limite considerato [tabella 3.2.I – NTC].

Stati Limite		P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Noto P_{VR}, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni è pari a:

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

$$SLD \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,63)} = 50 \text{ anni}$$

$$SLV \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,10)} = 475 \text{ anni}$$

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido;
- F₀ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Con riferimento al sito di Montemiletto (AV) (Long. 14°.9082 E, Lat. 41°.0127 N) la categoria di sottosuolo è di tipo B [tab. 3.2.II – NTC]; si suppone inoltre che l'edificio sorga su una superficie pianeggiante pertanto la categoria topografica di riferimento è la T₁ [tab. 3.2.IV – NTC].

5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri a_g , F_o , T_c^* individuati nell'allegato B alle NTC in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R . Supposto che l'edificio da progettare sorga nel comune di Montemiletto (AV) e che precisamente le coordinate geografiche del sito siano:

Long. 14°.9082 E, Lat. 41°.0127 N

Dalla tabella dell'allegato B alle NTC si ricavano i valori indicati nel seguente prospetto:

	SLD ($T_R = 50$ anni)	SLV ($T_R = 475$ anni)
a_g	0,081	0,247
F_o	2,324	2,317
T_c^*	0,294	0,370

Quale che sia il periodo di ritorno e quindi dello stato limite considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni [eq. 3.2.4 – 3.2.3.2.1 – NTC]:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

In cui:

- ✓ S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

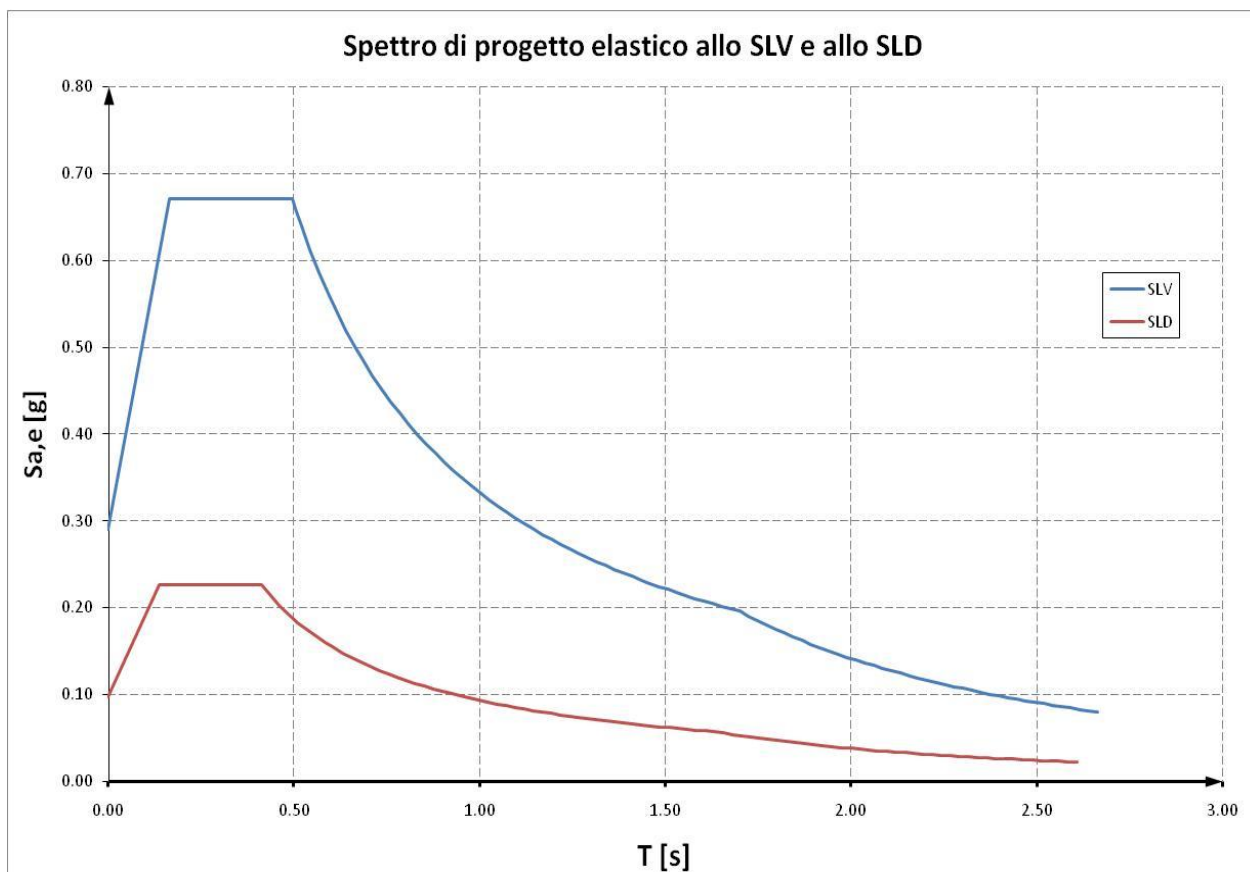
dove:

- S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica [tab. 3.2.V – NTC];
- S_T il coefficiente di amplificazione topografica [tab. 3.2.VI – NTC] pari a 1,0 per categoria topografica T_1 .

- ✓ $T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro. Per suolo B (tab. 3.2.V) $C_C = 1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$;
- ✓ $T_B = \frac{T_C}{3}$ è il periodo corrispondente al tratto ad accelerazione costante dello spettro;
- ✓ $T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$ rappresenta il periodo corrispondente al tratto a spostamento costante dello spettro:
- ✓ $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55$ è un fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento convenzionali ζ diversi dal 5%, valutati sulla base del materiale di costruzione, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione. Nel nostro caso $\zeta = 0,5$ per cui η assume valore unitario.

Nel seguente prospetto si riportano i valori dei parametri S, T_C, T_B, T_D , necessari per la costruzione dello spettro di risposta elastico:

ID 48975	SLD ($T_R=50$ anni)	SLV ($T_R=475$ anni)
S_s	1,20	1,20
S	1,20	1,20
C_c	1,405	1,324
$T_C(s)$	0,413	0,496
$T_B(s)$	0,138	0,165
$T_D(s)$	1,633	1,701



La normativa afferma che per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti verticali che orizzontali, coincide con lo spettro elastico di riferimento [3.2.3.4 – NTC].

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani è possibile determinare il fattore di struttura q [7.4.3.2 – NTC]:

$$q = q_0 \cdot K_r \cdot K_w$$

dove:

- ✓ q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione [Tab.7.4.I – NTC];
- ✓ K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione [7.2.2 – NTC] con valori pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari.

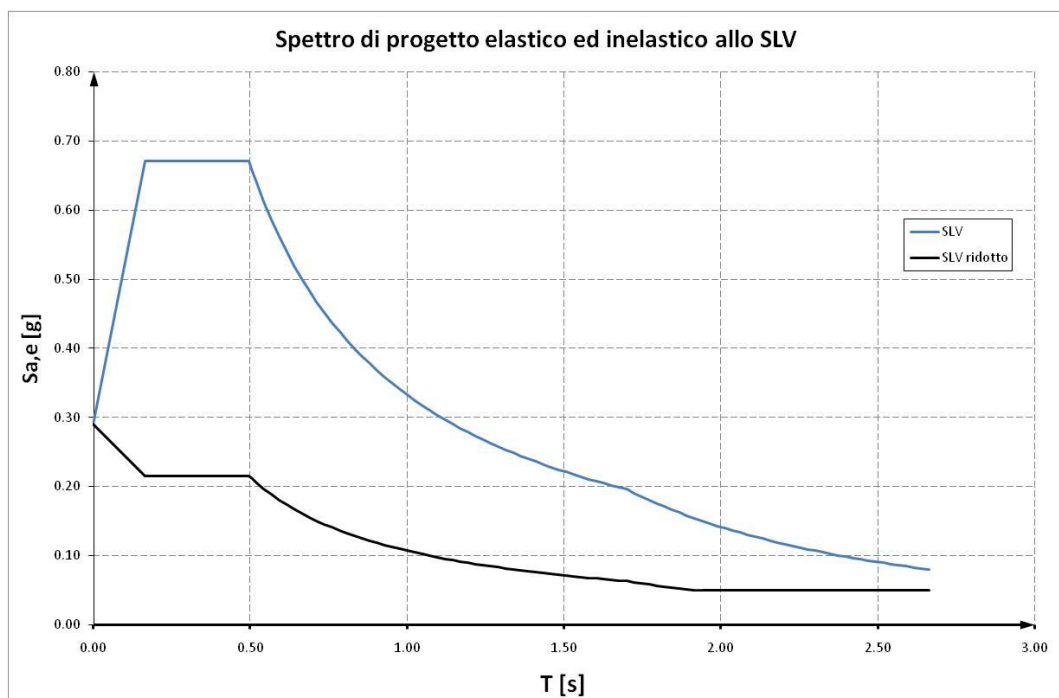
Per un edificio con struttura a telaio con più piani e più campate progettato in classe di duttilità bassa (CD''B'') risulta [tab. 7.4.I – NTC]:

$$q_o = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9$$

In definitiva, considerando che l'edificio è regolare in elevazione, il valore del fattore di struttura da utilizzare risulta essere:

$$q = q_o \cdot K_R \cdot K_w = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_R \cdot K_w = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 0,8 = 3,12$$

Lo spettro di progetto si ricava dallo spettro elastico riducendo le ordinate, sostituendo nelle relazioni (3.2.4) η con $1/q$ [3.2.3.5 - NTC].



Noti gli spettri di progetto entrando con il valore del periodo proprio della struttura T_1 si individua il valore dell'accelerazione di progetto. Per costruzioni civili che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, il periodo della struttura può essere stimato con la seguente relazione [7.3.3.2 – NTC];

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,075 \cdot 12,8^{3/4} = 0,508(\text{sec})$$

Nel caso in esame si hanno dunque i seguenti valori di accelerazione:

	Sd [g]
SLD	0,184
SLV	0,656
SLV ridotto	0,210

6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le seguenti combinazioni delle azioni [2.5.3 – NTC]:

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

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

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

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

- Combinazione FREQUENTE, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione QUASI PERMANENTE (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione SISMICA, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

essendo:

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P è l'azione della precompressione;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

E è l'azione sismica;

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

I valori dei coefficienti parziali γ sono riportati nella tab. 2.6.I:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

I valori dei coefficienti di combinazione Ψ sono riportati nella tab. 2.5.I:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori caratteristici delle azioni variabili sono riportati nella tab. 3.1.II:

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 secondo categoria di appartenenza —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

7 PREDIMENSIONAMENTO

Allo scopo di effettuare un predimensionamento della struttura si è effettuata una verifica allo SLD nella quale risulti soddisfatta la condizione:

$$\delta \leq 0.005 \cdot h \quad [7.3.7.2 - NTC]$$

Lo scopo di questa prescrizione è quella di limitare i danni negli elementi non strutturali (ad esempio i tramezzi e i rompagnini) a seguito di un evento sismico. La verifica è dunque una verifica a spostamenti e non a resistenza.

Per quanto riguarda le dimensioni dei pilastri esse sono state definite a partire dal piano terra in modo tale da ottenere un valore di $\nu_d = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} \cong 0.30$, considerando uno sforzo normale N ottenuto come prodotto tra un $w=12 \text{ kN/m}^2$ per un'area d'influenza di $5,0 \times 4,5 \text{ m}^2$ per 4 piani. La dimensione minore dei pilastri si è scelta di porla pari a 30 cm; per i piani superiori le dimensioni dei pilastri sono state ridotte di 5 cm per piano mantenendo costante la dimensione minore. L'orientamento dei pilastri è stato scelto in modo da garantire una rigidezza laterale dei telai confrontabile in entrambi le direzioni (lato lungo e lato corto).

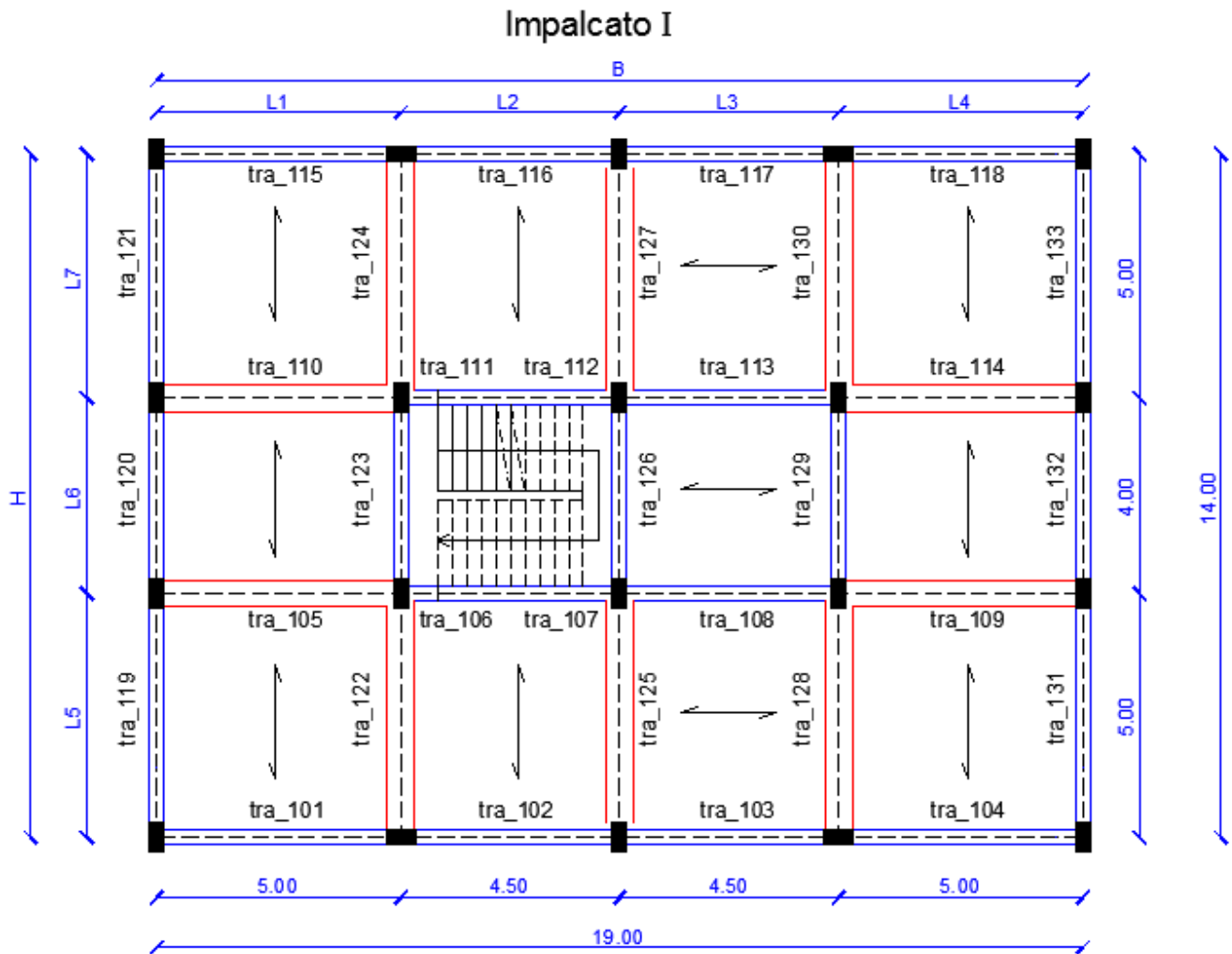
Per le travi emergenti si è fissata la base pari a 30 cm mentre l'altezza rispetta la condizione:

$$h_t \leq h_p - 5 \text{ cm}$$

Per le travi a spessore contenute nell'altezza del solaio si è fissata l'altezza pari a 25 cm e la base è stata calcolata come:

$$b_t \leq b_p + 2 \cdot \frac{h_{sol}}{2}$$

Si riportano di seguito la pianta del primo impalcato :



Dimensioni degli elementi strutturali:

Piano	Pilastrì		Travi emergenti		Travi spessore	
	b	h	b	h	b	h
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
I	300	600	300	500	550	250
II	300	550	300	500	550	250
III	300	500	300	400	550	250
IV	300	450	300	400	550	250

La verifica a SLD è stata condotta mediante un'analisi statica lineare.

Fissando un $w=12 \text{ kN/m}^2$ si è calcolato il peso sismico per ogni piano:

$$W_i = w \cdot A_i = 12 \cdot (19 \cdot 14) = 3192 \text{ kN}$$

Il periodo di oscillazione della struttura è stato calcolato con l'espressione di norma:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,075 \cdot 12,8^{3/4} = 0,507 \text{ s} \quad [7.3.3.2 - \text{NTC}]$$

valida per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza.

Noti il peso sismico dell'edificio e l'ordinata spettrale si è potuta calcolare la forza statica equivalente alla forza di inerzia indotta dall'azione sismica:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W_{tot} \cdot \lambda = 0.183 \cdot 12768 \cdot 0.85 = 1986 \text{ kN} \text{ [7.3.3.2 - NTC]}$$

Dove λ rappresenta un coefficiente di partecipazione della massa al primo modo di vibrare.

Tale forza è stata ripartita ad ogni piano attraverso un coefficiente di ripartizione pari a:

$$\frac{W_i \cdot z_i}{\sum (W_i \cdot z_i)}$$

Tabella delle forze sismiche orizzontali applicate ai vari impalcati:

Piano	W_i	z_i	$W_i z_i$	F_h	F_i
[-]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[kN]
1	3192	3.2	10214.4	1986.06	198.6
2	3192	6.4	20428.8		397.2
3	3192	9.6	30643.2		595.8
4	3192	12.8	40857.6		794.4
	12768		102144		

Attraverso l'ausilio del programma di calcolo SAP 2000 è stata modellata la struttura e sottoposta all'azione di tali forze statiche orizzontali; i risultati ottenuti dall'analisi sono:

Direzione	Piano	d_{ass}	d_{rel}	h	Θ
	[-]	[m]	[m]	[m]	[‰]
x	1	0.0074	0.0074	3.2	2.3
	2	0.0176	0.0102	3.2	3.2
	3	0.0272	0.0096	3.2	3.0
	4	0.034	0.0068	3.2	2.1
y	1	0.0076	0.0076	3.2	2.4
	2	0.0212	0.0136	3.2	4.3
	3	0.0358	0.0146	3.2	4.6
	4	0.0474	0.0116	3.2	3.6

Dalla valutazione di questi risultati si evidenzia che la struttura è più rigida in direzione x rispetto alla direzione y ma riesce ciononostante a garantire un drift inferiore al 5‰ in entrambi le direzioni.

8 ANALISI DEI CARICHI

Note le dimensioni degli elementi strutturali si procede all'analisi dei carichi unitari facendo riferimento alla tab.3.1.I NTC per i valori dei pesi per unità di volume dei diversi materiali:

Tabella 3.1.I - Pesi dell' unità di volume dei principali materiali strutturali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Solaio:

Peso proprio strutturale solaio				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
G _{soletta}	25	1.00	0.05	1.25
G _{travetti}	25	0.20	0.20	1.00
G _{1, sol}				2.25

Peso proprio non strutturale solaio				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
G _{laterizi}	8	0.80	0.20	1.28
G _{intonaco}	18	1.00	0.02	0.36
G _{massetto}	15	1.00	0.04	0.60
G _{pavimento}				0.40
G _{tramezzi}				1.20
G _{2, sol}				3.84

Carico Accidentale	
Q _{k, sol}	[kN/m ²] 2.00

Scala:

Peso proprio strutturale scala				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
G _{soletta}	25		0.04	1.00
G _{gradini}	25	0.30	0.16	2.00
G _{1, scal}				3.00

Peso proprio non strutturale scala				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
G _{intonaco}	18		0.02	0.36
G _{marmo}				0.80
G _{2, scal}				1.16

Carico Accidentale	
Q _{k, scal}	[kN/m ²] 4.00

Travi:

Peso Proprio trave				
	γ_{cls}	b_{tr}	h_{tr}	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
$G_{1,trave\ 30x40}$	25	0.30	0.40	3.00
$G_{1,trave\ 30x50}$	25	0.30	0.50	3.75
$G_{1,trave\ sp\ 55x25}$	25	0.55	0.25	3.44

Peso proprio delle fasce piene				
	γ_{cls}	b_{fp}	h_{sol}	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
$G_{1,fp\ est}$	25	0.10	0.25	0.63
$G_{1,fp\ int}$	25	0.20	0.25	1.25

Pilastr:

Peso proprio dei pilastri				
	γ_{cls}	b_{pil}	h_{pil}	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
$G_{1,pil\ 30x60}$	25	0.30	0.60	4.50
$G_{1,pil\ 30x55}$	25	0.30	0.55	4.13
$G_{1,pil\ 30x50}$	25	0.30	0.50	3.75
$G_{1,pil\ 30x45}$	25	0.30	0.45	3.38

Tamponature:

Peso proprio tamponatura estema				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
$G_{fod\ est}$	8	0.1		0.8
$G_{fod\ int}$	8	0.15		1.2
$G_{intonaco}$	18	0.02		0.36
G_{tamp}				2.36

Si riportano di seguito i calcoli dei carichi a metro lineare portati dalle travi.

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{scala->trave} [kN/m]	G _{solaio->trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]	Q _{k,scala} [kN/m]
tra_101	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.78	8.45	1.00	0
tra_102	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_103	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_104	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.78	8.45	1.00	0
tra_105	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_106	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.50	7.85
tra_107	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.50	0
tra_108	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8.00	0
tra_109	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_110	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_111	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.50	7.85
tra_112	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.50	0
tra_113	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8.00	0
tra_114	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_115	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.78	8.45	1.00	0
tra_116	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_117	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_118	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.78	8.45	1.00	0
tra_119	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_120	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_121	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_122	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_123	0.3	3.75	0.63	int scal, princ-sec	0.1	0.50	2.75	1.04	16.75	0.00	18.41	5.50	1
tra_124	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_125	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_126	0.3	3.75	0.63	int scal, sec	0.1	1.00	0.50		3.05	0.00	3.67	1.00	0
tra_127	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_128	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_129	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.65		16.14	0.00	17.39	5.30	0
tra_130	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_131	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_132	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_133	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.78	19.11	4.50	0
tra_gin_100	0.3	3.00						7.70			7.70	0	7.40
tra_gin_101	0.3	3.00						7.70			7.70	0	7.40
tra_gin_102	0.3	3.00						7.70			7.70	0	7.40
tra_int_101	0.3	3.00						7.70			7.70	0	7.40
tra_int_102	0.3	3.00						7.70			7.70	0	7.40
tra_int_103	0.3	3.00						1.04			1.04	0	1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solai} [m]	G _{scala->trave} [kN/m]	G _{solai->trave} [kN/m]	G _{camp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]	Q _{k,scala} [kN/m]
tra_201	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.87	8.54	1.00	0
tra_202	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_203	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_204	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.87	8.54	1.00	0
tra_205	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_206	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.50	7.85
tra_207	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.50	0
tra_208	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8.00	0
tra_209	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_210	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_211	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.50	7.85
tra_212	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.50	0
tra_213	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8.00	0
tra_214	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_215	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.87	8.54	1.00	0
tra_216	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_217	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_218	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.87	8.54	1.00	0
tra_219	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_220	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_221	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_222	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_223	0.3	3.75	0.63	int scal, princ-sec	0.1	0.50	2.75	1.04	16.75	0.00	18.41	5.50	1
tra_224	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_225	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_226	0.3	3.75	0.63	int scal, sec	0.1	1.00	0.50		3.05	0.00	3.67	1.00	0
tra_227	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_228	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_229	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.65		16.14	0.00	17.39	5.30	0
tra_230	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_231	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_232	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_233	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.87	19.20	4.50	0
tra_gin_201	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_gin_202	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_201	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_202	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_203	0.3	3.00						1.04			1.04		1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{scala->trave} [kN/m]	G _{solaio->trave} [kN/m]	G _{camp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]	Q _{k,scala} [kN/m]
tra_301	0.3	3.00	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.96	8.63	1.00	0
tra_302	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_303	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_304	0.3	3.00	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.96	8.63	1.00	0
tra_305	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_306	0.3	3.00	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.50	7.85
tra_307	0.3	3.00	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.50	0
tra_308	0.3	3.00	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8.00	0
tra_309	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_310	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_311	0.3	3.00	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.50	7.85
tra_312	0.3	3.00	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.50	0
tra_313	0.3	3.00	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8.00	0
tra_314	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_315	0.3	3.00	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.96	8.63	1.00	0
tra_316	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_317	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_318	0.3	3.00	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	4.96	8.63	1.00	0
tra_319	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_320	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_321	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_322	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_323	0.3	3.00	0.63	int scal, princ-sec	0.1	0.50	2.75	1.04	16.75	0.00	18.41	5.50	1
tra_324	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_325	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_326	0.3	3.00	0.63	int scal, sec	0.1	1.00	0.50		3.05	0.00	3.67	1.00	0
tra_327	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2.00	0
tra_328	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_329	0.3	3.00	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.65		16.14	0.00	17.39	5.30	0
tra_330	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0
tra_331	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_332	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_333	0.3	3.00	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	4.96	19.28	4.50	0
tra_gin_301	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_gin_302	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_301	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_302	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_303	0.3	3.00						1.04			1.04		1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{scala->trave} [kN/m]	G _{solaio->trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]	Q _{k,scala} [kN/m]
tra_401	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	2.36	6.03	1	0.00
tra_402	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_403	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_404	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	2.36	6.03	1	0.00
tra_405	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2	0.00
tra_406	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.5	7.85
tra_407	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.5	0.00
tra_408	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8	0.00
tra_409	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2	0.00
tra_410	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2	0.00
tra_411	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25	7.70	13.70	0.00	22.02	4.5	7.85
tra_412	0.3	3.75	0.63	int scal, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	0.00	14.33	4.5	0.00
tra_413	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00		24.36	0.00	25.61	8	0.00
tra_414	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2	0.00
tra_415	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	2.36	6.03	1	0.00
tra_416	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_417	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_418	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50		3.05	2.36	6.03	1	0.00
tra_419	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_420	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_421	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_422	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0.00
tra_423	0.3	3.75	0.63	int scal, princ-sec	0.1	0.50	2.75	1.04	16.75	0.00	18.41	5.5	1.00
tra_424	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0.00
tra_425	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2	0.00
tra_426	0.3	3.75	0.63	int scal, sec	0.1	1.00	0.50		3.05	0.00	3.67	1	0.00
tra_427	0.55	3.44	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00		6.09	0.00	7.34	2	0.00
tra_428	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0.00
tra_429	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.65		16.14	0.00	17.39	5.3	0.00
tra_430	0.55	3.44	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.53		15.38	0.00	16.63	5.05	0.00
tra_431	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_432	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_433	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25		13.70	2.36	16.69	4.5	0.00
tra_gin_401	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_gin_402	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_401	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_402	0.3	3.00						7.70			7.70		7.40
tra_int_403	0.3	3.00						1.04			1.04		1.00

9 CALCOLO DEI PESI SISMICI

Avendo calcolato i carichi unitari per i diversi elementi della struttura è possibile determinare i pesi sismici al fine di determinare la forza statica equivalente:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W_{tot} \cdot \lambda$$

Solaio:

peso sismico competente al solaio per m²:

$$w_{sol} = G_{1,sol} + G_{2,sol} + \psi_2 \cdot Q_{k,sol}$$

Peso sismico solaio:

$$W_{sol} = w_{sol} \cdot A_{sol} = w_{sol} \cdot (B \cdot H - A_{scala})$$

Solaio		
w_{solaio}	A	W_{solaio}
[KN/m ²]	[m ²]	[KN]
6.69	248.00	1659.12

Scala:

peso sismico competente alla scala per m²:

$$w_{scala} = G_{1,scala} + G_{2,scala} + \psi_2 \cdot Q_{k,scala}$$

Peso sismico scala:

$$W_{scala} = w_{scala} \cdot A_{scala}$$

Scala		
w_{scala}	A	W_{scala}
[KN/m ²]	[m ²]	[KN]
6.56	16.65	109.224

Tamponatura:

Incidenza tamponatura:

$$I_{tamp} = 0.75 \cdot G_{tamp} \cdot \left(\frac{H_i + H_{i+1}}{2} - h_{trave} \right)$$

Peso sismico tamponatura:

$$W_{tamp} = I_{tamp} \cdot l_{tamp}$$

Tamponatura					
piano	H _t	h _{trave}	I _{tamponatura}	l _{tamponatura}	W _{tamponatura}
-	[m]	[m]	[KN/m]	[m]	[KN]
1	3.20	0.50	4.78	58.80	281.01
2	3.20	0.50	4.78	59.30	283.39
3	3.20	0.40	4.96	59.80	296.37
4	3.20	0.40	3.89	60.30	234.81

Travi:

Peso sismico travi:

$$W_{trave} = G_{trave} \cdot l_{trave} = \gamma_{cls} \cdot [(b_{tr} \cdot h_{tr}) + (h_{sol} \cdot b_{fp})] - G^*_{sol} \cdot (b_{tr} + b_{fp})$$

Ove: $G^*_{sol} = G_{travetti} + G_{pignatte} + G_{soletta}$

Travi									
Piano		tipo	b _{trave}	H _{trave}	b _{fp}	G* _{solain}	G _{trave}	l _{trave}	W
			[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[KN]
1	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	13.00	42.06	
		0.55	0.25	0.20		2.04	50.00	102.00	
	int-scala	0.30	0.50	0.10		2.96	17.00	50.37	
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	66.00	195.56	
							W _{trave,1}	389.98	
2	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	13.00	42.06	
		0.55	0.25	0.20		2.04	50.00	102.00	
	int-scala	0.30	0.50	0.10		2.96	17.00	50.37	
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	66.00	195.56	
							W _{trave,2}	389.98	
3	interna	0.30	0.40	0.20	3.53	2.49	13.00	32.31	
		0.55	0.25	0.20		2.04	50.00	102.00	
	int-scala	0.30	0.40	0.10		2.21	17.00	37.62	
	esterna	0.30	0.40	0.10		2.21	66.00	146.06	
							W _{trave,3}	317.98	
4	interna	0.30	0.40	0.20	3.53	2.49	13.00	32.31	
		0.55	0.25	0.20		2.04	50.00	102.00	
	int-scala	0.30	0.40	0.10		2.21	17.00	37.62	
	esterna	0.30	0.40	0.10		2.21	66.00	146.06	
							W _{trave,4}	317.98	

Pilastri:

Peso sismico pilastri:

$$W_{pil} = \gamma_{cls} \cdot A_{pil} \cdot \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \cdot n$$

Pilastri				
Piano	A _{pil}	H _i	n°pil	W _{pil}
	[m ²]	[m]	-	[kN]
1	0.18	3.2	20	276
2	0.165	3.2	20	252
3	0.15	3.2	20	228
4	0.135	3.2	20	108

Sommando i pesi sismici degli elementi si ottengono i pesi sismici di ogni piano:

$$W_i = W_{sol} + W_{scala} + W_{tamp} + W_{travi} + W_{pil}$$

Piano I	w [KN/m²]	W [KN]	M [t]
solai	6.24	1659.12	169.13
scale	0.41	109.22	11.13
tamponatura	1.06	281.01	28.64
travi	1.47	389.98	39.75
pilastrì	1.04	276.00	28.13
tot	10.21	2715.33	276.79

Piano II	w [KN/m²]	W [KN]	M [t]
solai	6.24	1659.12	169.13
scale	0.41	109.22	11.13
tamponatura	1.07	283.39	28.89
travi	1.47	389.98	39.75
pilastrì	0.95	252.00	25.69
tot	10.13	2693.72	274.59

Piano III	w [KN/m²]	W [KN]	M [t]
solai	6.24	1659.12	169.13
scale	0.41	109.22	11.13
tamponatura	1.11	296.37	30.21
travi	1.20	317.98	32.41
pilastrì	0.86	228.00	23.24
tot	9.81	2610.70	266.13

Piano IV	w [KN/m²]	W [KN]	M [t]
solai	6.24	1659.12	169.13
scale	0.41	109.22	11.13
tamponatura	0.88	234.81	23.94
travi	1.20	317.98	32.41
pilastrì	0.41	108.00	11.01
tot	9.13	2429.14	247.62

Ovviamente il peso sismico totale sarà la somma dei pesi sismici ad ogni piano:

tabella riepilogativa	
piani	W [KN]
I	2715.33
II	2693.72
III	2610.70
IV	2429.14
	10448.89

10 DISTRIBUZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Noto il peso sismico totale è possibile definire la forza di taglio totale alla base sia allo SLD sia allo SLV:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W_{tot} \cdot \lambda$$

$$\text{SLD: } F_h = 0.183 \cdot 10449 \cdot 0.85 = 1625kN$$

$$\text{SLV: } F_h = 0.210 \cdot 10449 \cdot 0.85 = 1867kN$$

Si procede alla ripartizione di tale forza ad ogni impalcato ove si ipotizza siano concentrate le masse sismiche:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j W_j \cdot z_j}$$

SLD:

$$F_1 = 172.05kN$$

$$F_2 = 341.36kN$$

$$F_3 = 496.26kN$$

$$F_4 = 615.66kN$$

SLV:

$$F_1 = 197.63kN$$

$$F_2 = 392.11kN$$

$$F_3 = 570.04kN$$

$$F_4 = 707.20kN$$

11 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Ogni elemento trave o pilastro è indicato con un codice formato da 3 elementi di cui il primo è identificativo della tipologia (tra_ = trave, pil_ = pilastro), il secondo del livello di appartenenza (1, 2, 3, 4) mentre l'ultimo identifica l'elemento stesso: ad esempio l'elemento tra_215 rappresenta la trave n°15 del 2° livello.

La norma prevede la possibilità di eseguire analisi lineari o non lineari [7.3.1 – *NTC*]. Nel caso in esame si è fatto riferimento alla sola analisi lineare statica, per cui il modello è elastico lineare.

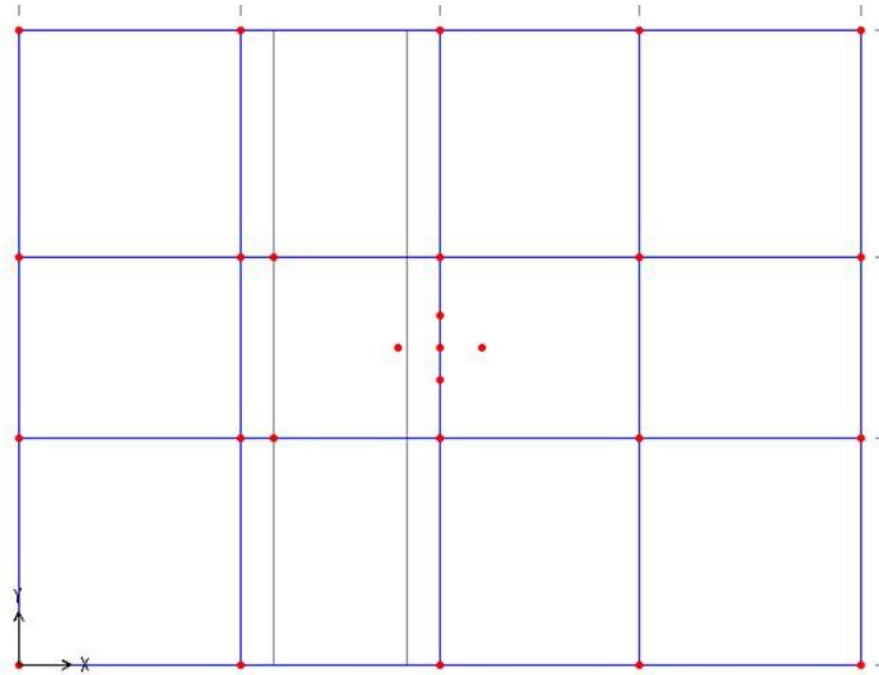
La rigidezza flessionale e a taglio delle sole travi è stata ridotta alla metà per tener conto della fessurazione come consentito dalla norma [7.2.6 – *NTC*]; la rigidezza dei pilastri, invece, è stata ridotta del 25%; la rigidezza torsionale è stata posta pari a 0 sia per travi sia per pilastri. Il solaio è stato considerato come infinitamente rigido nel proprio piano; questo si traduce nell'applicare un vincolo di tipo Diaphragm per tutti i punti appartenenti al solaio, definendone uno per ciascuna quota *z*. Per tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale, rispetto alla posizione derivante dal calcolo. Per gli edifici, ciò può essere fatto, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione ortogonale all'azione sismica [7.2.6 – *NTC*]. Nel caso specifico questo significa che il centro di massa va spostato in quattro diversi punti, che hanno le seguenti distanze misurate a partire dal centro di massa stesso:

$$e_y = 5\% \text{ di } 13\text{m} = 0,65 \text{ m}$$

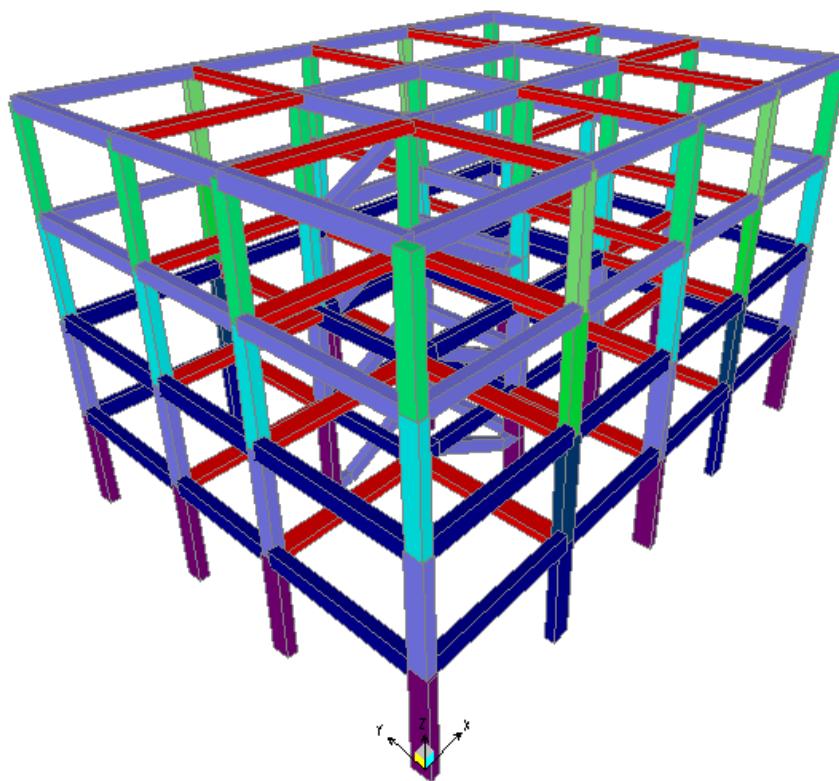
$$e_x = 5\% \text{ di } 19\text{m} = 0,95 \text{ m}$$

Si riporta di seguito la vista in pianta e in 3d della struttura modellata al SAP.

Vista in pianta:



Vista 3D:



12 VERIFICA A SLD

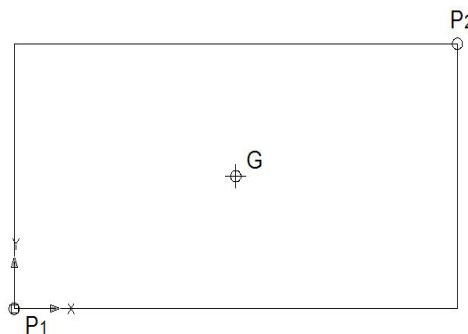
Scopo della verifica a SLD è di limitare il drift di piano entro certi limiti al fine di scongiurare danni agli elementi non strutturali quali ad esempio le tamponature, i tramezzi, gli infissi i quali danneggiandosi non compromettono la stabilità dell'opera ma incidono notevolmente in termini economici nella fase di ripristino dell'edificio.

Nel condurre la verifica a SLD non viene considerata la componente verticale del sisma ma solo quella orizzontale [7.2.1 – NTC]. La norma tiene conto delle diverse componenti dell'azione sismica e della variabilità spaziale del moto [7.3.5 – NTC] e prescrive di combinare gli effetti del sisma in entrambi le direzioni:

$$\begin{aligned}E_1 &= 100\% \cdot E_x + 30\% \cdot E_y; E_2 = -100\% \cdot E_x - 30\% \cdot E_y; \\E_3 &= 100\% \cdot E_x - 30\% \cdot E_y; E_4 = -100\% \cdot E_x + 30\% \cdot E_y; \\E_5 &= 100\% \cdot E_y + 30\% \cdot E_x; E_6 = -100\% \cdot E_y - 30\% \cdot E_x; \\E_7 &= 100\% \cdot E_y - 30\% \cdot E_x; E_8 = -100\% \cdot E_y + 30\% \cdot E_x;\end{aligned}$$

Inoltre la norma prevede di considerare un'eccentricità accidentale della posizione del baricentro delle masse, in quanto non nota a priori, e di porla pari a $\pm 5\%$ della dimensione del fabbricato in entrambi le direzioni [7.2.6 – NTC]; ne consegue che allo SLD le verifiche da effettuare sono $8 \times 4 = 32$ combinazioni. Ai fini didattici si è deciso di trascurare questo effetto dell'eccentricità accidentale pertanto le combinazioni da verificare si riducono a 8. In realtà assumendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano essendo costituito da una soletta collaborante di spessore pari a 50mm le combinazioni si riducono a 4 in quanto gli effetti delle combinazioni definite precedentemente con gli indici pari (E_2, E_4, E_6, E_8) risultano essere uguali ed opposti alle combinazioni definite con gli indici dispari (E_1, E_3, E_5, E_7).

In definitiva la verifica si attua applicando alla struttura nei baricentri delle masse ad ogni piano le F_i valutate precedentemente per lo SLD e nel valutare il rapporto $\frac{\delta_r}{h} = \Theta$ di due punti opposti per ogni piano in modo da considerare eventuali moti torsionali della struttura.



La verifica risulta soddisfatta se il rapporto $\frac{\delta_r}{h} = \Theta \leq 0.005$.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi:

SPOSTAMENTI ASSOLUTI E ₁ ; E ₃					
		Ex + 0.3Ey		Ex - 0.3Ey	
Piano	Nodi	U1	U2	U1	U2
1	N_101	0.0058	0.0019	0.0059	-0.0018
	N_122	0.0060	0.0018	0.0060	-0.0019
2	N_201	0.0140	0.0053	0.0141	-0.0050
	N_222	0.0142	0.0050	0.0142	-0.0053
3	N_301	0.0215	0.0089	0.0216	-0.0085
	N_322	0.0218	0.0084	0.0219	-0.0088
4	N_401	0.0268	0.0118	0.0270	-0.0111
	N_422	0.0273	0.0111	0.0274	-0.0116

SPOSTAMENTI RELATIVI E ₁						
Ex + 0.3Ey						
Piano	Nodi	δU1	δU2	h _i	Θ ₁ [‰]	Θ ₂ [‰]
1	N_101	0.0058	0.0019	3.2	1.8	0.6
	N_122	0.0060	0.0018	3.2	1.9	0.6
2	N_201	0.0081	0.0034	3.2	2.5	1.1
	N_222	0.0082	0.0033	3.2	2.6	1.0
3	N_301	0.0075	0.0036	3.2	2.3	1.1
	N_322	0.0076	0.0034	3.2	2.4	1.1
4	N_401	0.0053	0.0028	3.2	1.7	0.9
	N_422	0.0054	0.0027	3.2	1.7	0.8
					OK	OK

SPOSTAMENTI RELATIVI E ₃						
Ex - 0.3Ey						
Piano	Nodi	δU1	δU2	h _i	Θ ₁ [‰]	Θ ₂ [‰]
1	N_101	0.0059	-0.0018	3.2	1.8	0.6
	N_122	0.0060	-0.0019	3.2	1.9	0.6
2	N_201	0.0082	-0.0033	3.2	2.6	1.0
	N_222	0.0083	-0.0033	3.2	2.6	1.0
3	N_301	0.0075	-0.0034	3.2	2.4	1.1
	N_322	0.0076	-0.0035	3.2	2.4	1.1
4	N_401	0.0054	-0.0027	3.2	1.7	0.8
	N_422	0.0055	-0.0028	3.2	1.7	0.9
					OK	OK

SPOSTAMENTI ASSOLUTI $E_5; E_7$					
		$E_y + 0.3E_x$		$E_y - 0.3E_x$	
Piano	Nodi	U1	U2	U1	U2
1	N_101	0.0017	0.0062	-0.0018	0.0062
	N_122	0.0018	0.0061	-0.0018	0.0062
2	N_201	0.0041	0.0173	-0.0044	0.0172
	N_222	0.0042	0.0171	-0.0043	0.0172
3	N_301	0.0062	0.0290	-0.0067	0.0289
	N_322	0.0064	0.0287	-0.0067	0.0288
4	N_401	0.0076	0.0382	-0.0085	0.0380
	N_422	0.0080	0.0377	-0.0084	0.0379

SPOSTAMENTI RELATIVI E_5						
$E_y + 0.3E_x$						
Piano	Nodi	$\delta U1$	$\delta U2$	h_i	Θ_1 [‰]	Θ_2 [‰]
1	N_101	0.0017	0.0062	3.2	0.5	1.9
	N_122	0.0018	0.0061	3.2	0.5	1.9
2	N_201	0.0024	0.0111	3.2	0.7	3.5
	N_222	0.0025	0.0110	3.2	0.8	3.4
3	N_301	0.0021	0.0117	3.2	0.7	3.7
	N_322	0.0022	0.0116	3.2	0.7	3.6
4	N_401	0.0014	0.0092	3.2	0.5	2.9
	N_422	0.0015	0.0091	3.2	0.5	2.8
					OK	OK

SPOSTAMENTI RELATIVI E_7						
$E_y - 0.3E_x$						
Piano	Nodi	$\delta U1$	$\delta U2$	h_i	Θ_1 [‰]	Θ_2 [‰]
1	N_101	-0.0018	0.0062	3.2	0.6	1.9
	N_122	-0.0018	0.0062	3.2	0.6	1.9
2	N_201	-0.0025	0.0111	3.2	0.8	3.5
	N_222	-0.0025	0.0110	3.2	0.8	3.4
3	N_301	-0.0024	0.0117	3.2	0.7	3.6
	N_322	-0.0023	0.0116	3.2	0.7	3.6
4	N_401	-0.0018	0.0092	3.2	0.6	2.9
	N_422	-0.0017	0.0091	3.2	0.5	2.8
					OK	OK

Dalla valutazione di tali risultati si evince che la verifica a SLD è soddisfatta essendo $\Theta \leq 0.005$.

13 VERIFICHE DI REGOLARITA' IN PIANTA ED IN ELEVAZIONE

13.1 Regolarità in pianta

Le condizioni per le quali si ritiene la struttura regolare in pianta sono [7.7.2 – NTC]:

- a) distribuzione in pianta di masse e rigidezze approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali;
- b) rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta inferiore a 4;
- c) dimensione di rientri e sporgenze inferiore al 25% della dimensione totale nella corrispondente direzione;
- d) orizzontamenti infinitamente rigidi rispetto agli elementi verticali.

Per la particolare configurazione in pianta della struttura in progetto, le suddette verifiche di regolarità risultano essere soddisfatte. In particolare, la condizione d) è rispettata in quanto per il solaio è prevista una soletta di 50mm [7.2.6 – NTC].

13.2 Regolarità in altezza

La regolarità in altezza richiede il rispetto delle seguenti limitazioni:

- e) telai e pareti continui per tutta l'altezza;
- f) tra impalcati successivi la variazione di massa deve essere contenuta entro il 25% e può essere unicamente decrescente verso l'alto, a differenza della variazione di rigidezza che potrà variare fino ad un massimo del 30% in diminuzione e del 10% in aumento;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto tra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) rastremazione in pianta ad ogni piano inferiore al 30% della corrispondente dimensione al primo impalcato ed al 20% di quella relativa al piano sottostante

Le caratteristiche in elevazione della struttura in esame, composta da telai continui, progettata in Classe di Duttilità "B" e sprovvista di rastremazioni, implicano le sole verifiche di cui ai punti f) e g). Per il momento, non avendo ancora progettato la struttura e quindi non conoscendone la resistenza effettiva si effettua la verifica della sola condizione f).

Variazioni di massa				
piani	W	M	ΔM	Verifica
	[KN]	[t]	[%]	
I	2715.33	276.79	-	
II	2693.72	274.59	-0.80	OK
III	2610.70	266.13	-3.08	OK
IV	2429.14	247.62	-6.95	OK

La verifica delle variazioni di massa essa risulta soddisfatta.

Variazioni di Rigidezza Ex						
piani	d_a	d_t	T	K	ΔK	Verifica
	[m]	[m]	[KN]	[KN/m]	[%]	
I	0.005962	0.0060	1625.32	272614.00	-	
II	0.014215	0.0083	1453.28	176090.60	-35.41	NON VERIFICATO
III	0.021828	0.0076	1111.92	146054.97	-17.06	OK
IV	0.027333	0.0055	615.66	111836.45	-23.43	OK

Variazioni di Rigidezza Ey						
piani	d_a	d_t	T	K	ΔK	Verifica
	[m]	[m]	[KN]	[KN/m]	[%]	
I	0.00617	0.0062	1625.32	263423.77	-	
II	0.017226	0.0111	1453.28	131446.79	-50.10	NON VERIFICATO
III	0.028887	0.0117	1111.92	95353.44	-27.46	OK
IV	0.038049	0.0092	615.66	67197.08	-29.53	OK

La verifica delle variazioni di rigidezza risulta non essere soddisfatta a causa di eccessiva variazione di rigidezza tra il primo e il secondo impalcato, pertanto la struttura è da considerarsi irregolare in elevazione.

La norma nega la possibilità di procedere al calcolo strutturale attraverso un'analisi statica lineare per le strutture non regolari, ma ai fini didattici si è proseguito con tale metodo di analisi.

Il fattore di struttura per le strutture non regolari in elevazione è definito come:

$$q = q_0 \cdot K_R = K_D \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_R \text{ [7.3.1 - NTC]}$$

I valori di q_0 sono riportati nella tab.7.4.I in funzione della tipologia strutturale e della Classe di Duttività:

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

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

Il rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ è funzione della tipologia strutturale e della regolarità in pianta della struttura.

Esso vale 1,3 per le strutture intelaiate in c.a. a più piani e più campate.

Il coefficiente K_R vale 1.0 per strutture regolari in elevazione, 0.8 per strutture non regolari in elevazione.

Nel nostro caso abbiamo:

$$q = 3.0 \cdot 1.3 \cdot 0.8 = 3.12$$

14 VERIFICA DI NON LINEARITA' GEOMETRICA

Per le costruzioni civili ed industriali, le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui a tutti i piani risulti soddisfatta la relazione [7.3.1 – NTC]:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10$$

dove:

θ è il coefficiente di sensibilità agli spostamenti di interpiano;

P_{tot} è il carico gravitazionale complessivo al piano considerato ed al di sopra di esso nella condizione di progetto sismico;

d_r è lo spostamento di interpiano di progetto, valutato come differenza degli spostamenti laterali medi in sommità ed alla base del piano in esame e calcolato in accordo con il paragrafo [7.3.3.3 – NTC]:

$$d_r = \mu_d \cdot d_E$$

dove:

$$\mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_c;$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1)T_c/T_1 \text{ se } T_1 \leq T_c;$$

d_E è lo spostamento del baricentro ottenuto applicando le forze F_i ;

h è l'altezza di interpiano.

I risultati della verifica eseguita valutando separatamente le azioni lungo X ed Y, sono riportati di seguito:

Dai risultati delle analisi si evince che le non linearità geometriche risultano trascurabili.

<i>direzione X</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	<i>ΣP_i</i>	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	<i>μ_d</i>	<i>dE</i>	<i>dr</i>	<i>θ</i>
[]	[]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[]	[m]	[m]	[]
I	pil_101	249.52	11991.82	1866.99	3.20	0.007	3.12	0.021	0.021	0.043
	pil_102	571.77								
	pil_103	576.30								
	pil_104	581.17								
	pil_105	501.71								
	pil_106	530.49								
	pil_107	21.65								
	pil_108-2	1324.86								
	pil_109	927.68								
	pil_110	606.41								
	pil_111	531.19								
	pil_112	185.66								
	pil_113-2	1350.20								
	pil_114	945.28								
	pil_115	604.87								
	pil_116	250.88								
	pil_117	573.38								
	pil_118	576.56								
	pil_119	581.08								
	pil_120	501.19								

<i>direzione X</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	<i>ΣP_i</i>	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	<i>μ_d</i>	<i>dE</i>	<i>dr</i>	<i>θ</i>
[]	[]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[]	[m]	[m]	[]
II	pil_201	195.12	8721.982	1669.36	3.20	0.016	3.12	0.051	0.029	0.048
	pil_202	418.62								
	pil_203	424.43								
	pil_204	427.34								
	pil_205	351.76								
	pil_206	391.06								
	pil_207	60.43								
	pil_208-2	856.14								
	pil_209	673.92								
	pil_210	444.35								
	pil_211	391.08								
	pil_212	233.81								
	pil_213-2	892.64								
	pil_214	698.84								
	pil_215	442.85								
	pil_216	196.01								
	pil_217	419.99								
	pil_218	424.68								
	pil_219	427.35								
	pil_220	351.56								

<i>direzione X</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	<i>ΣP_i</i>	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	<i>μ_d</i>	<i>dE</i>	<i>dr</i>	<i>θ</i>
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]
III	pil_301	136.83	5545.793	1277.24	3.20	0.025	3.12	0.078	0.027	0.037
	pil_302	267.46								
	pil_303	272.87								
	pil_304	274.09								
	pil_305	205.79								
	pil_306	252.29								
	pil_307	112.53								
	pil_308-2	448.79								
	pil_309	424.47								
	pil_310	283.53								
	pil_311	252.11								
	pil_312	245.98								
	pil_313-2	482.59								
	pil_314	445.40								
	pil_315	282.37								
	pil_316	137.35								
	pil_317	268.48								
	pil_318	273.07								
	pil_319	274.11								
	pil_320	205.69								

<i>direzione X</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	<i>ΣP_i</i>	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	<i>μ_d</i>	<i>dE</i>	<i>dr</i>	<i>θ</i>
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]
IV	pil_401	61.05	2515.291	707.20	3.20	0.031	3.12	0.097	0.019	0.022
	pil_402	122.60								
	pil_403	125.52								
	pil_404	124.04								
	pil_405	84.25								
	pil_406	116.66								
	pil_407	107.27								
	pil_408-2	143.13								
	pil_409	201.81								
	pil_410	128.24								
	pil_411	116.70								
	pil_412	169.03								
	pil_413-2	152.81								
	pil_414	216.64								
	pil_415	127.25								
	pil_416	61.28								
	pil_417	123.14								
	pil_418	125.62								
	pil_419	124.06								
	pil_420	84.21								

<i>direzione Y</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	$\sum P_i$	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	μ_d	<i>dE</i>	<i>dr</i>	θ
[]	[]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[]	[m]	[m]	[]
I	pil_101	178.27	12255.51	1866.99	3.20	0.007	3.12	0.022	0.022	0.045
	pil_102	511.86								
	pil_103	504.25								
	pil_104	512.08								
	pil_105	176.42								
	pil_106	489.31								
	pil_107	616.95								
	pil_108-2	420.92								
	pil_109	592.64								
	pil_110	488.26								
	pil_111	646.18								
	pil_112	1102.93								
	pil_113-2	1221.69								
	pil_114	1069.46								
	pil_115	643.86								
	pil_116	575.79								
	pil_117	644.09								
	pil_118	643.90								
	pil_119	643.81								
	pil_120	572.84								

<i>direzione Y</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	$\sum P_i$	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	μ_d	<i>dE</i>	<i>dr</i>	θ
[]	[]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[]	[m]	[m]	[]
II	pil_201	139.97	8988.738	1669.36	3.20	0.020	3.12	0.062	0.040	0.067
	pil_202	374.62								
	pil_203	369.85								
	pil_204	374.79								
	pil_205	138.61								
	pil_206	365.56								
	pil_207	466.63								
	pil_208-2	339.72								
	pil_209	462.94								
	pil_210	364.34								
	pil_211	469.74								
	pil_212	789.62								
	pil_213-2	852.61								
	pil_214	773.19								
	pil_215	467.73								
	pil_216	409.03								
	pil_217	473.95								
	pil_218	475.24								
	pil_219	473.72								
	pil_220	406.87								

<i>direzione Y</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	<i>ΣP_i</i>	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	<i>μ_d</i>	<i>dE</i>	<i>dr</i>	<i>θ</i>
H	H	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[°]	[m]	[m]	[°]
III	pil_301	110.26	5759.052	1277.24	3.20	0.033	3.12	0.103	0.042	0.059
	pil_302	241.58								
	pil_303	239.16								
	pil_304	241.70								
	pil_305	109.24								
	pil_306	243.35								
	pil_307	346.29								
	pil_308-2	271.65								
	pil_309	344.55								
	pil_310	242.29								
	pil_311	293.02								
	pil_312	466.84								
	pil_313-2	476.04								
	pil_314	468.12								
	pil_315	291.34								
	pil_316	233.80								
	pil_317	301.83								
	pil_318	303.92								
	pil_319	301.70								
	pil_320	232.38								

<i>direzione Y</i>										
<i>Piano</i>	<i>Pilastro</i>	<i>P_i</i>	<i>ΣP_i</i>	<i>V</i>	<i>h</i>	<i>dE_e</i>	<i>μ_d</i>	<i>dE</i>	<i>dr</i>	<i>θ</i>
H	H	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[°]	[m]	[m]	[°]
IV	pil_401	50.49	2625.528	707.20	3.20	0.044	3.12	0.136	0.033	0.038
	pil_402	112.12								
	pil_403	112.11								
	pil_404	112.23								
	pil_405	50.01								
	pil_406	116.05								
	pil_407	179.17								
	pil_408-2	143.12								
	pil_409	177.64								
	pil_410	115.39								
	pil_411	129.93								
	pil_412	203.11								
	pil_413-2	177.02								
	pil_414	219.84								
	pil_415	128.66								
	pil_416	95.48								
	pil_417	135.36								
	pil_418	137.64								
	pil_419	135.36								
	pil_420	94.83								

15 VERIFICA DI TORSIODEFORMABILITA'

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie [7.4.3.1 – NTC]:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;

- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;

- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;

- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $\frac{r}{l_s} > 0.8$, nella quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (raggio d'inerzia delle rigidezze);

$$l_s^2 = \left(\frac{L^2 + B^2}{12} \right) = \text{raggio d'inerzia delle masse};$$

- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Bisogna verificare se la nostra struttura sia deformabile torsionalmente o meno: a tal fine bisogna determinare ad ogni piano preliminarmente la posizione del baricentro delle rigidezze e successivamente valutare i termini r e l_s .

Le posizioni dei baricentri delle rigidezze si possono ottenere tramite le espressioni:

$$X_{CR}^i = \frac{\sum K_{y,j}^i \cdot x_j^i}{\sum K_{y,j}^i};$$

$$Y_{CR}^i = \frac{\sum K_{x,j}^i \cdot y_j^i}{\sum K_{x,j}^i};$$

ove:

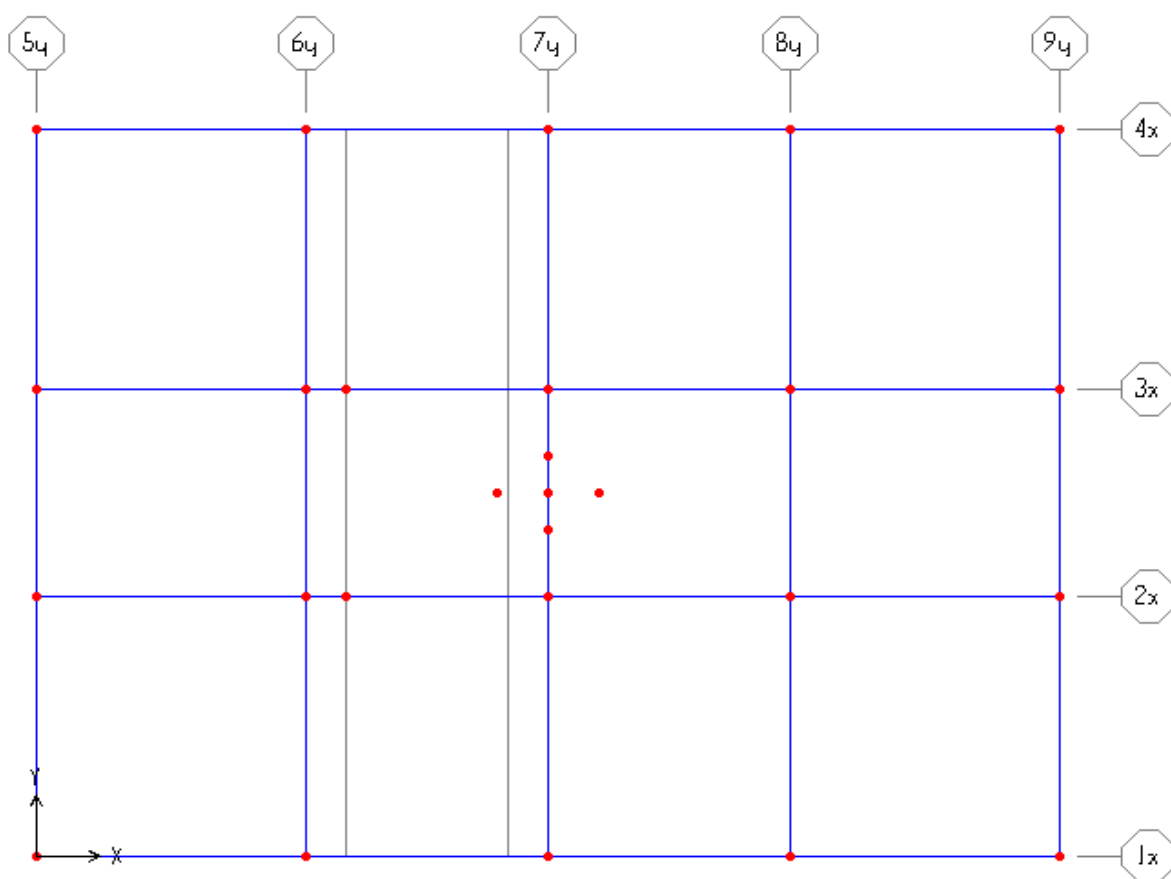
$K_{x,j}^i; K_{y,j}^i$ = rigidezze laterali lungo x e y del j-esimo telaio al piano i-esimo;

$x_j^i; y_j^i$ = distanze dei telai misurate lungo x e y da due assi di riferimento.

Le rigidezze laterali si possono valutare semplicemente come il rapporto tra taglio agente al piano diviso lo spostamento relativo d'interpiano:

$$K = \frac{T}{d_{rel}}$$

Si riportano di seguito le indicazioni dei telai e i calcoli delle posizioni del baricentro delle rigidezze ad ogni piano.



PIANO I										
TELA I	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	x _{CR}	y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0060	0.0060	364.87	61199.60	0.00	-	0.00	-	-	6.91
2x	0.0060	0.0060	484.75	80912.54	5.00	-	404562.68	-		
3x	0.0060	0.0060	404.65	67542.31	9.00	-	607880.82	-		
4x	0.0060	0.0060	371.07	61700.20	14.00	-	863802.79	-		
				271354.65			1876246.29			

5y	0.0062	0.0062	394.28	63902.92	-	0.00	-	0.00	9.50	-	
6y	0.0062	0.0062	234.03	37948.76	-	5.00	-	189743.80			
7y	0.0062	0.0062	369.17	59891.95	-	9.50	-	568973.56			
8y	0.0062	0.0062	233.97	37969.17	-	14.00	-	531568.32			
9y	0.0062	0.0062	393.88	63951.94	-	19.00	-	1215086.86			
				263664.74					2505372.54		

PIANO II										
TELA	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	x _{CR}	y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0142	0.0083	265.96	32226.10	0.00	-	0.00	-	-	7.00
2x	0.0143	0.0083	458.40	55428.90	5.00	-	277144.50	-		
3x	0.0143	0.0083	462.58	55934.82	9.00	-	503413.42	-		
4x	0.0143	0.0083	266.34	32155.38	14.00	-	450175.30	-		
				175745.20				1230733.22		

5y	0.0172	0.0111	370.05	33470.06	-	0.00	-	0.00	9.50	-
6y	0.0172	0.0110	206.08	18653.24	-	5.00	-	93266.20		
7y	0.0172	0.0110	302.05	27354.28	-	9.50	-	259865.69		
8y	0.0172	0.0110	205.98	18667.48	-	14.00	-	261344.75		
9y	0.0172	0.0110	369.13	33475.02	-	19.00	-	636025.30		
				131620.08				1250501.95		

PIANO III										
TELA	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	x _{CR}	y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0218	0.0076	184.52	24237.75	0.00	-	0.00	-	-	6.98
2x	0.0219	0.0076	377.94	49494.89	5.00	-	247474.46	-		
3x	0.0219	0.0076	363.37	47586.56	9.00	-	428279.07	-		
4x	0.0220	0.0077	186.08	24308.56	14.00	-	340319.79	-		
				145627.76			1016073.33			

5y	0.0289	0.0117	264.27	22662.55	-	0.00	-	0.00	9.50	-
6y	0.0289	0.0116	163.30	14019.23	-	5.00	-	70096.15		
7y	0.0288	0.0116	258.23	22192.16	-	9.50	-	210825.54		
8y	0.0288	0.0116	163.05	14027.01	-	14.00	-	196378.18		
9y	0.0288	0.0116	263.08	22659.43	-	19.00	-	430529.20		
				95560.39				907829.08		

PIANO IV										
TELA	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	x _{CR}	y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0273	0.0055	94.94	17245.59	0.00	-	0.00	-	-	6.96
2x	0.0274	0.0055	219.69	39705.58	5.00	-	198527.92	-		
3x	0.0274	0.0055	204.34	36930.42	9.00	-	332373.76	-		
4x	0.0275	0.0056	96.69	17406.66	14.00	-	243693.25	-		
				111288.26				774594.93		
5y	0.0380	0.0092	136.46	14894.35	-	0.00	-	0.00	9.50	-
6y	0.0380	0.0091	96.14	10509.84	-	5.00	-	52549.19		
7y	0.0380	0.0091	151.69	16605.58	-	9.50	-	157753.04		
8y	0.0379	0.0091	95.91	10513.43	-	14.00	-	147187.99		
9y	0.0379	0.0091	135.45	14869.69	-	19.00	-	282524.10		
				67392.88				640014.31		

Note le posizioni dei baricentri delle rigidezze bisogna determinare:

$$r_x^i = \sqrt{\frac{I_p^i}{\sum K_{y,j}^i}} \quad r_y^i = \sqrt{\frac{I_p^i}{\sum K_{x,j}^i}}$$

Ove:

$$I_p^i = \sum K_{y,j}^i \cdot (x_j^i)^2 + \sum K_{x,j}^i \cdot (y_j^i)^2$$

Con x_j^i, y_j^i = distanze del j-esimo telaio misurate lungo x e y rispetto al baricentro delle rigidezze.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la valutazione dei rapporti $\frac{r}{l_s}$ in entrambi le direzioni ad ogni piano; si evince da tali valutazioni che la struttura non è deformabile torsionalmente.

PIANO I											
TELA	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	61199.60	-	6.91	-	2925861	8.64	-	6.81	1.27	-	OK
2x	80912.54	-	1.91	-	296529.1		-			-	
3x	67542.31	-	-2.09	-	293799.2		-			-	
4x	61700.20	-	-7.09	-	3097730		-			-	
	271354.65				6613920						
5y	63902.92	-9.50	-	5769806	-	-	8.52	6.81	-	1.25	OK
6y	37948.76	-4.50	-	769185	-	-			-		
7y	59891.95	0.00	-	0	-	-			-		
8y	37969.17	4.50	-	768153	-	-			-		
9y	63951.94	9.50	-	5769093	-	-			-		
	263664.74			13076238							

PIANO II											
TELA	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	32226.10	-	7.00	-	1580406	8.89	-	6.81	1.30	-	OK
2x	55428.90	-	2.00	-	222368.1		-			-	
3x	55934.82	-	-2.00	-	223081.8		-			-	
4x	32155.38	-	-7.00	-	1574290		-			-	
	175745.20				3600146						
5y	33470.06	-9.50	-	3021210	-	-	7.69	6.81	-	1.13	OK
6y	18653.24	-4.50	-	377870	-	-			-		
7y	27354.28	0.00	-	0	-	-			-		
8y	18667.48	4.50	-	377875	-	-			-		
9y	33475.02	9.50	-	3020583	-	-			-		
	131620.08			6797538							

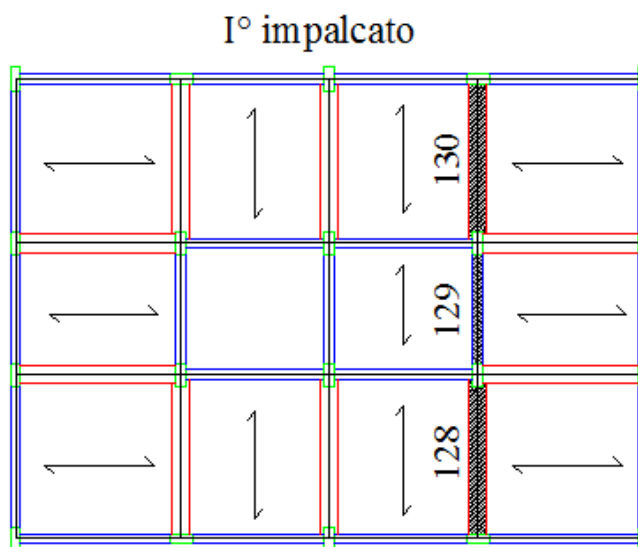
PIANO III											
TELA	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	24237.75	-	6.98	-	1179924	8.81	-	6.81	1.29	-	OK
2x	49494.89	-	1.98	-	193490.4		-			-	
3x	47586.56	-	-2.02	-	194711.8		-			-	
4x	24308.56	-	-7.02	-	1198893		-			-	
	145627.76				2767019						
5y	22662.55	-9.50	-	2045319	-	-	7.14	6.81	-	1.05	OK
6y	14019.23	-4.50	-	283897	-	-			-		
7y	22192.16	0.00	-	0	-	-			-		
8y	14027.01	4.50	-	284040	-	-			-		
9y	22659.43	9.50	-	2044989	-	-			-		
	95560.39			4658245							

PIANO IV											
TELA	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	17245.59	-	6.96	-	835466	8.71	-	6.81	1.28	-	OK
2x	39705.58	-	1.96	-	152573.1		-			-	
3x	36930.42	-	-2.04	-	153650.8		-			-	
4x	17406.66	-	-7.04	-	862638.8		-			-	
	111288.26				2004329						
5y	14894.35	-9.50	-	1343299	-	-	6.78	6.81	-	1.00	OK
6y	10509.84	-4.50	-	212518	-	-			-		
7y	16605.58	0.00	-	0	-	-			-		
8y	10513.43	4.50	-	213203	-	-			-		
9y	14869.69	9.50	-	1342904	-	-			-		
	67392.88				3111925						

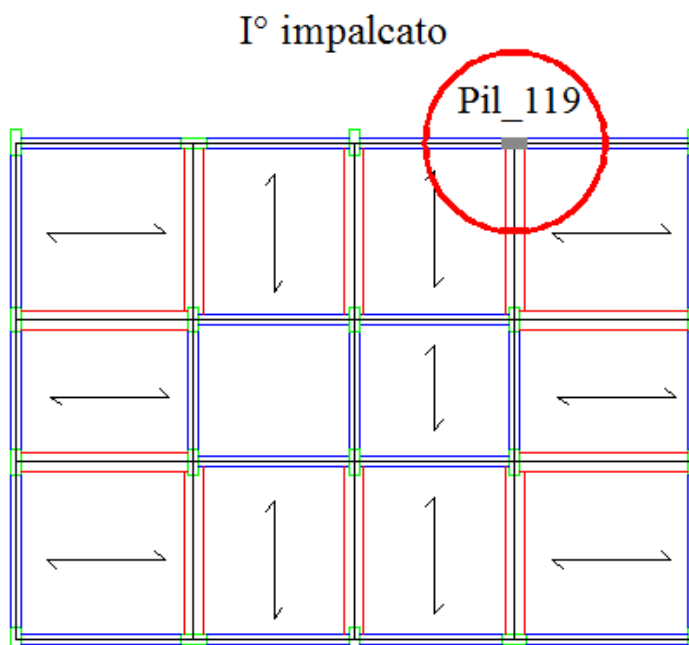
VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

16 INTRODUZIONE

Si procede nel seguito alle verifiche strutturali (travi, pilastri e nodi) dell'edificio. In particolar modo si farà riferimento al progetto della travata (**tra_128, tra_129, tra_130**) del primo livello



e della pilastrata (**pil_119, pil_219, pil_319, pil_419**).



17 VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI

In ogni sezione il momento resistente, deve risultare superiore o uguale al momento di calcolo [7.4.4.1.2.1 – NTC].

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica [7.3.5 – NTC] e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni [3.2.4 – NTC]. Come già detto, tali combinazioni sono 33 di cui 32 ottenute considerando la contemporaneità dell'azione principale con il 30% di quella nell'altra direzione e la 33^a considerando i carichi verticali valutati nella combinazione non sismica (Fondamentale).

Si riportano di seguito i valori dei momenti sollecitanti M_{Ed} in corrispondenza degli appoggi e della mezzeria e le armature tese valutate con la formula semplificata:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Armature superiori e Momento resistente con la formula semplificata											
Trave	b	h	Sezione		Φ 20	Φ 14	A_s	ρ sup.	M_{Rd}	$M_{Ed} -$	$M_{Rd} > M_{Ed} - $
	[mm]	[mm]			N°	N°	[mm ²]		[kNm]	[kNm]	Verificato
tra_128	550	250	inizio	0	3	2	1250.35	0.009	92.472	-85.330	si
			mezzeria	2500	2	2	936.19	0.007	69.238	21.151	si
			fine	5000	3	2	1250.35	0.009	92.472	-88.515	si
tra_129	300	500	inizio	0	5	0	1570.80	0.010	254.469	-243.816	si
			mezzeria	2000	3	0	942.48	0.006	152.681	14.029	si
			fine	4000	5	0	1570.80	0.010	254.469	-243.323	si
tra_130	550	250	inizio	0	3	2	1250.35	0.009	92.472	-88.582	si
			mezzeria	2500	2	2	936.19	0.007	69.238	22.393	si
			fine	5000	3	2	1250.35	0.009	92.472	-85.182	si

Armature inferiori e Momento resistente con la formula semplificata											
Trave	b	h	Sezione		Φ 20	Φ 14	A'_s	ρ' inf.	M_{Rd}	$M_{Ed} +$	$M_{Rd} > M_{Ed} +$
	[mm]	[mm]			N°	N°	[mm ²]		[kNm]	[kNm]	Verificato
tra_128	550	250	inizio	0	2	2	936.19	0.0068	69.238	2.261	si
			mezzeria	2500	2	2	936.19	0.0068	69.238	36.791	si
			fine	5000	2	2	936.19	0.0068	69.238	-3.781	si
tra_129	300	500	inizio	0	4	0	1256.64	0.0084	203.575	180.474	si
			mezzeria	2000	3	0	942.48	0.0063	152.681	21.883	si
			fine	4000	4	0	1256.64	0.0084	203.575	180.977	si
tra_130	550	250	inizio	0	2	2	936.19	0.0068	69.238	-3.924	si
			mezzeria	2500	2	2	936.19	0.0068	69.238	36.502	si
			fine	5000	2	2	936.19	0.0068	69.238	2.328	si

17.1 Limitazioni di armatura longitudinale per le travi

La determinazione dell'armatura, oltre che dalle sollecitazioni, è condizionata dal rispetto dei minimi di normativa che per le armature longitudinali sono indicati al punto [7.4.6.2.1 – NTC].

Nel dettaglio, **per tutta la lunghezza della trave**:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, 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 $A_s/(bh)$ oppure ad $A_i/(bh)$;

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

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

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa

$$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$$

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per edifici progettati in CD''B'', per una lunghezza pari a 1,0 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro [7.4.6.1.1 – NTC].

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

Naturalmente devono essere anche rispettati i minimi di armatura previsti per le travi per le costruzioni di calcestruzzo in **zona non sismica** [4.1.6.1.1 – NTC]:

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 204 \text{ mm}^2$$

dove:

b è la larghezza della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale valutata come

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2 \quad [11.2.10.2 - NTC];$$

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 $A_s f_{sd} \geq V_{sd}$;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c = 60 \text{ cm}^2$ essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Per quanto riguarda il **copriferro e l'interferro**, nonché l'**ancoraggio e la sovrapposizione** delle barre occorre rispettare quanto indicato nella norma ai punti [4.1.6.1.3 - NTC], [4.1.6.1.4 - NTC].

In particolare:

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo dimensionato in funzione dell'aggressività e della sensibilità delle armature alla corrosione, si è assunto un copriferro pari a 4 cm.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La lunghezza di ancoraggio deve risultare pari a 40Φ in zona compressa e 50Φ in zona tesa; in alternativa è possibile calcolare le lunghezze di ancoraggio e sovrapposizione delle armature con le espressioni fornite dall'Eurocodice 8. Si riportano di seguito i valori di tali lunghezze al variare del diametro delle barre:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \eta_1 = \eta_2 = 1$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b,min} = \max \{0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varnothing; 100 \text{ mm}\} \text{ in zona tesa}$$

$$l_{b,min} = \max \{0.6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varnothing; 100mm\} \text{ in zona compressa}$$

$$l_{bd} = l_{b,rqd} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \geq l_{b,min} \text{ con } \alpha_1, \dots, \alpha_5 = 1$$

Lunghezza d'ancoraggio							
Φ	f_{bd}	$l_{b,rqd}$	$\alpha_i, i = (1, 5)$	$l_{b,min \text{ tesa}}$	$l_{b,min \text{ comp}}$	$l_{b,min}$	l_{bd}
[mm]	[Mpa]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
14	2.69	509	1	153	305	305	550
16	2.69	581	1	174	349	349	600
18	2.69	654	1	196	392	392	700
20	2.69	726	1	218	436	436	750
22	2.69	799	1	240	479	479	800
24	2.69	872	1	262	523	523	900
26	2.69	944	1	283	567	567	950

$$l_{0,min} = \max \{0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \varnothing; 200mm\} \quad \alpha_6 = \left(\frac{\rho}{25} \right)^{0.5}; 1 \leq \alpha_6 \leq 1.5$$

A vantaggio di sicurezza poniamo:

$$l_0 = 1.5 \cdot l_{b,rqd}$$

Lunghezza di sovrapposizione					
Φ	f_{bd}	$l_{b,rqd}$	$\alpha_i, i = (1, 6)$	$l_{0,min}$	l_0
[mm]	[Mpa]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]
14	2.69	509	1.5	210	800
16	2.69	581	1.5	240	900
18	2.69	654	1.5	270	1000
20	2.69	726	1.5	300	1100
22	2.69	799	1.5	330	1200
24	2.69	872	1.5	360	1350
26	2.69	944	1.5	390	1450

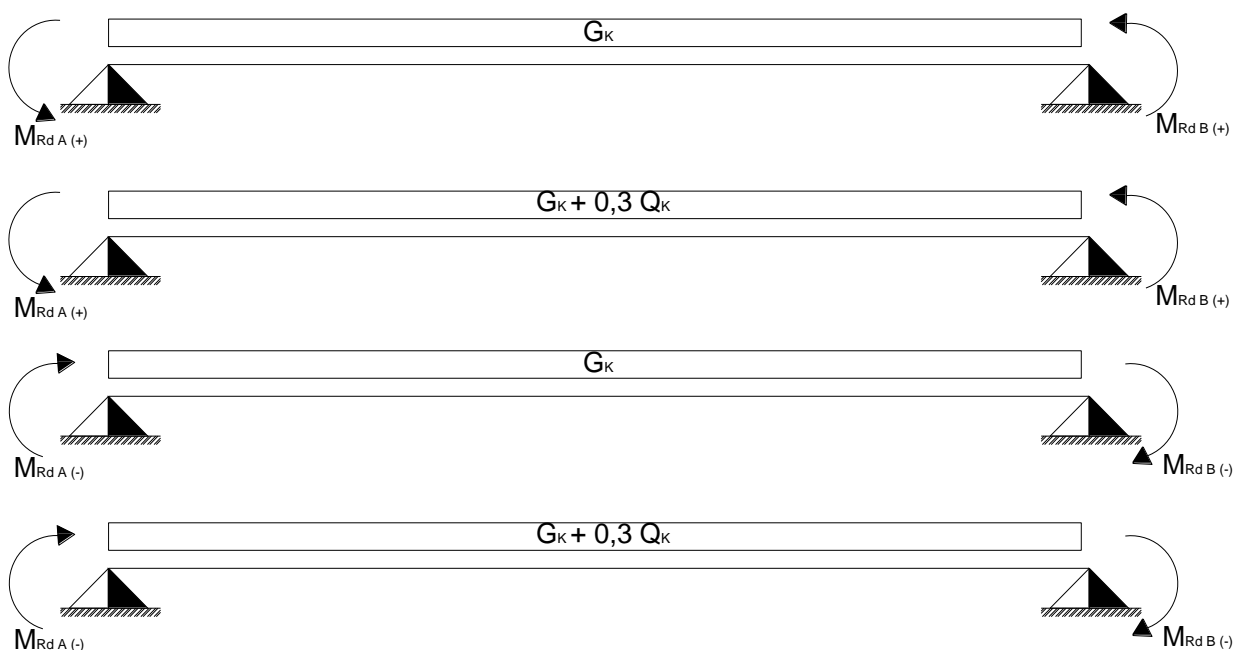
In tavola allegata è riportata la distinta delle armature per ciascuna trave.

18 VERIFICA A TAGLIO PER LE TRAVI

18.1 Calcolo del taglio sollecitante

Occorre garantire il rispetto della gerarchia delle resistenze tra meccanismi di rottura fragili e duttili; in tale ottica la progettazione delle armature e la verifica a taglio è svolta considerando valori del taglio sollecitante ottenuti sommando al contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla singola trave lo sforzo di taglio prodotto considerando applicati all'estremità delle travi i rispettivi momenti resistenti (calcolati sulla base delle armature longitudinali effettivamente disposte nelle sezioni di estremità) amplificati mediante un coefficiente $\gamma_{Rd}=1,00$ essendo la struttura progettata in CD"B". Il calcolo è svolto considerando la trave semplicemente appoggiata agli estremi

In particolare gli schemi di calcolo del taglio sollecitante le travi prescritti sono mostrati nella figura di seguito, in cui i momenti antiorari sono stati segnati come positivi:



Schemi di calcolo del taglio sollecitante di progetto

Oltre agli schemi di carico descritti si considerano anche i valori del taglio derivanti dalla combinazione di carico $1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k$.

Per procedere al calcolo è stato necessario determinare il valore del carico permanente G_k (comprensivo del peso proprio) ed accidentale Q_k agente sulla singola trave, tenendo conto dell'orditura dei solai. I valori del taglio ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

Valori del taglio zona critica														
Trave	L	Sez	Z	M_{Rd}^+	M_{Rd}^-	G_k	Q_k	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5	V_{Ed}^+	V_{Ed}^-
	[m]		[m]	[kNm]	[kNm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
trave 128	5.00	A	0	89.39	68.43	20.06	5.05	22.38	85.51	18.60	81.73	84.15	85.51	18.60
		B	5	68.43	89.39			-85.51	-22.38	-81.73	-18.60	-84.15	-18.60	-85.51
trave 129	4.00	A	0	261.10	209.90	21.14	5.30	-72.29	163.21	-75.47	160.03	70.86	163.21	-75.47
		B	4	209.90	261.10			-163.21	72.29	-160.03	75.47	-70.86	75.47	-163.21
trave 130	5.00	A	0	89.39	68.43	20.06	5.05	22.38	85.51	18.60	81.73	84.15	85.51	18.60
		B	5	68.43	89.39			-85.51	-22.38	-81.73	-18.60	-84.15	-18.60	-85.51

18.2 Calcolo del taglio resistente

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio ad inclinazione variabile [4.1.2.1.3.2 – NTC]. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare il seguente limite:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

In ogni sezione dovrà risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio.

La resistenza di calcolo della trave è valutata come:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove, per armatura trasversale costituita da staffe verticali si ha:

- "taglio trazione" $V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \text{ctg } \theta$
- "taglio compressione" $V_{Rcd} = 0,9db0,5 f_{cd} \frac{\text{ctg } \theta}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$

dove:

d è l'altezza utile della sezione;

b è la larghezza della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

f_{cd} è la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Nelle **zone critiche** devono essere rispettati i seguenti limiti [7.4.6.2.1 – NTC]:

- 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:
 - $\frac{1}{4}$ dell'altezza utile della sezione, nel caso in esame pari a 115 mm
 - 255 mm;
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali, 112 mm
 - 24 volte il diametro delle armature trasversali, 192 mm.

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

Nelle rimanenti parti delle travi, l'armatura a taglio è da calcolarsi valutando opportunamente l'inclinazione delle bielle di CLS [4.1.2.1.3.2 – NTC].

18.3 Limitazioni di armature trasversali

Sia nelle zone critiche che nelle rimanenti parti delle travi vanno comunque rispettati i **minimi di armatura** previsti per le travi per le costruzioni di calcestruzzo **in zona non sismica** [4.1.6.1.1 – NTC]:

- staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5b \text{ mm}^2/\text{m}$, $s \leq 223\text{mm}$;
- tre staffe a metro, $s \leq 333\text{mm}$;
- passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione, $s \leq 368\text{mm}$;
- almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

18.4 verifiche

Di seguito vengono riportate le verifiche a taglio per la zona critica e non critica della travi.

Verifica a taglio nella zona critica												
Trave	L	Sez		hp/2	Lc	Φ staffe	s staffe	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$
	[m]		[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
trave 128	5	A	0	0.15	0.25	8	50	193.968	193.968	193.968	85.514	si
		B	5	0.30	0.25	8	50	193.968	193.968	193.968	85.514	si
trave 129	4	A	0	0.30	0.50	8	100	341.739	341.739	341.739	163.207	si
		B	4	0.30	0.50	8	100	341.739	341.739	341.739	163.207	si
trave 130	5	A	0	0.30	0.25	8	50	193.968	193.968	193.968	85.514	si
		B	5	0.15	0.25	8	50	193.968	193.968	193.968	85.514	si

Verifica a taglio nella zona non critica												
Trave	L	Sez		hp/2	Lc	Φ staffe	s staffe	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$
	[m]		[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
trave 128	5	A	0	0.15	0.25	8	120	154.892	138.524	138.524	76.883	si
		B	5	0.30	0.25	8	120	154.892	138.524	138.524	73.646	si
trave 129	4	A	0	0.30	0.50	8	200	203.573	303.433	203.573	145.024	si
		B	4	0.30	0.50	8	200	203.573	303.433	203.573	145.024	si
trave 130	5	A	0	0.30	0.25	8	120	154.892	138.524	138.524	73.646	si
		B	5	0.15	0.25	8	120	154.892	138.524	138.524	76.883	si

19 VERIFICA A DUTTILITÀ TRAVI

Il vigente regolamento prevede la possibilità di effettuare verifiche di duttilità per gli elementi strutturali principali in elevazione [7.4.4 – NTC]. Le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura μ_φ nelle zone critiche risulti:

$$\mu_\varphi \geq \begin{cases} 2 \cdot q_0 - 1 \\ 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \end{cases}$$

La prima per $T_1 \geq T_c$; la seconda per $T_1 < T_c$.

La duttilità di curvatura può essere calcolata come rapporto tra la curvatura ultima della sezione χ_u e la curvatura al limite di snervamento χ_y .

Di seguito si riportano le verifiche di duttilità per la travata 128– 129 – 130.

Verifica di duttilità (Momenti negativi) con formula (NTC 2008)												
Trave	L	Sez	Z	As	A's	x_u	x_e	$(1/R)_u$	$(1/R)_y$	μ_u (NNTC)	μ_φ	$\mu_u \Rightarrow \mu_\varphi$
	[m]		[m]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ⁻¹]	[mm ⁻¹]			verificato
trave 128	5.00	A	0	1250.35	936.19	52.39	81.51	6.68E-05	1.45E-05	4.61	6.8	no
		B	5	1250.35	936.19	52.39	81.51	6.68E-05	1.45E-05	4.61	6.8	no
trave 129	4.00	A	5	1570.80	1256.64	68.28	142.21	5.13E-05	5.86E-06	8.74	6.8	si
		B	9	1570.80	1256.64	68.28	142.21	5.13E-05	5.86E-06	8.74	6.8	si
trave 130	5.00	A	9	1250.35	936.19	52.39	81.51	6.68E-05	1.45E-05	4.61	6.8	no
		B	14	1250.35	936.19	52.39	81.51	6.68E-05	1.45E-05	4.61	6.8	no

Verifica di duttilità (Momenti positivi) con formula (NTC 2008)												
Trave	L	Sez	Z	As	A's	x_u	x_e	$(1/R)_u$	$(1/R)_y$	μ_u (NNTC)	μ_φ	$\mu_u \Rightarrow \mu_\varphi$
	[m]		[m]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ⁻¹]	[mm ⁻¹]			verificato
trave 128	5.00	A	0	936.19	1250.35	44.34	70.78	7.89E-05	1.34E-05	5.90	6.8	no
		B	5	936.19	1250.35	44.34	70.78	7.89E-05	1.34E-05	5.90	6.8	no
trave 129	4.00	A	5	1256.64	1570.80	54.46	125.13	6.43E-05	5.56E-06	11.55	6.8	si
		B	9	1256.64	1570.80	54.46	125.13	6.43E-05	5.56E-06	11.55	6.8	si
trave 130	5.00	A	9	936.19	1250.35	44.34	70.78	7.89E-05	1.34E-05	5.90	6.8	no
		B	14	936.19	1250.35	44.34	70.78	7.89E-05	1.34E-05	5.90	6.8	no

L'Eurocodice (come anche la NTC) pone una limitazione sulle percentuali geometriche di armature longitudinali in una sezione inflessa; tali limitazioni hanno lo scopo di garantire un livello minimo di duttilità alla sezione; in particolare si ha:

$$\rho - \rho' \leq \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

A scopo didattico viene effettuata anche questa verifica di cui si riportano i risultati:

Verifica di duttilità (Momenti negativi) con formula (EC 8)										
Trave	Sez	b	h	As	A's	ρ	ρ'	$\rho - \rho'$	$(\rho - \rho')EC8$	$\rho - \rho' < (\rho - \rho')EC8$
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]					verificato
trave 128	A	550	250	1250.35	936.19	0.909%	0.681%	0.228%	0.51%	si
	B	550	250	1250.35	936.19	0.909%	0.681%	0.228%	0.51%	si
trave 129	A	300	500	1570.80	1256.64	1.047%	0.838%	0.209%	0.51%	si
	B	300	500	1570.80	1256.64	1.047%	0.838%	0.209%	0.51%	si
trave 130	A	550	250	1250.35	936.19	0.909%	0.681%	0.228%	0.51%	si
	B	550	250	1250.35	936.19	0.909%	0.681%	0.228%	0.51%	si

Verifica di duttilità (Momenti positivi) con formula (EC 8)										
Trave	Sez	b	h	As	A's	ρ	ρ'	$\rho - \rho'$	$(\rho - \rho')EC8$	$\rho - \rho' < (\rho - \rho')EC8$
		[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]					verificato
trave 128	A	550	250	936.19	1250.35	0.681%	0.909%	-0.228%	0.51%	si
	B	550	250	936.19	1250.35	0.681%	0.909%	-0.228%	0.51%	si
trave 129	A	300	500	1256.64	1570.80	0.838%	1.047%	-0.209%	0.51%	si
	B	300	500	1256.64	1570.80	0.838%	1.047%	-0.209%	0.51%	si
trave 130	A	550	250	936.19	1250.35	0.681%	0.909%	-0.228%	0.51%	si
	B	550	250	936.19	1250.35	0.681%	0.909%	-0.228%	0.51%	si

20 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PILASTRI

I pilastri, considerando la combinazione di azioni sismiche presenti nelle due direzioni orizzontali, dir X e dir Y, sono soggetti ad una sollecitazione di presso-flessione deviata. In particolare è necessario ipotizzare un'armatura longitudinale per i pilastri e costruire un dominio di interazione N-Mx-My; in seguito verificare che in ogni condizione, caratterizzata dalla terna di sollecitazioni, il punto individuante lo stato sollecitativo $N_d-M_{xd}-M_{yd}$ sia sempre all'interno del dominio di resistenza. Per semplificare tali operazioni si procede costruendo un dominio bi-dimensionale Mx-My di resistenza con lo sforzo normale minimo agente in testa al pilastro, ottenendo in tal modo il dominio di resistenza minore possibile. In seguito si verifica che per tutte le 32 combinazioni sismiche e per la combinazione fondamentale agli SLU che la coppia sollecitante $M_{xSdi} - M_{ySdi}$ sia compresa nel dominio. Nel caso in cui per una combinazione un punto individuante le sollecitazioni sia fuori del dominio è opportuno costruire il dominio di resistenza con lo sforzo normale corrispondente a quella combinazione e verificare nuovamente se il punto sia all'interno del dominio. Altrimenti è necessario rendere il pilastro più resistente a flessione cambiando opportunamente l'armatura di calcolo.

La normativa impone dei limiti sui quantitativi minimi e massimi di armatura in **zona sismica** e sullo sforzo normale adimensionalizzato. In particolare definisce un intervallo di percentuale geometrica di armatura [7.4.6.2.2 – NTC]:

$$1 \% < \rho < 4 \%$$

dove:

$$\rho = A_{s,tot} / BH$$

Inoltre, in zona sismica è previsto un valore massimo dello sforzo normale adimensionalizzato per CD "A" e CD "B" [7.4.4.2.2.1 – NTC]:

$$v_d < 0,55 \text{ per CD "A"}$$

$$v_d < 0,65 \text{ per CD "B"}$$

Nella seguente tabella sono riassunte le verifiche menzionate:

Verifica a Sforzo Normale							
Pil Sez.	N _{Min}	ν _{Min}	M _{x,Max}	M _{y,Max}	N _{max}	ν _{Max}	ν _{Max} < 0.65
	[kN]	[-]	[kN*m]	[kN*m]	[kN]	[-]	verificato
pil_119-0	-521.31	0.20	82.94	343.18	-880.99	0.35	si
pil_119-3.2	-506.91	0.20	27.69	138.36	-862.27	0.34	si
pil_219-0	-383.97	0.16	59.65	145.04	-651.82	0.28	si
pil_219-3.2	-370.77	0.16	46.70	159.09	-634.66	0.27	si
pil_319-0	-251.19	0.12	47.31	106.09	-424.17	0.20	si
pil_319-3.2	-239.19	0.11	52.82	109.33	-408.57	0.19	si
pil_419-0	-122.14	0.06	39.98	38.47	-202.48	0.11	si
pil_419-3.2	-111.34	0.06	68.12	77.78	-188.44	0.10	si

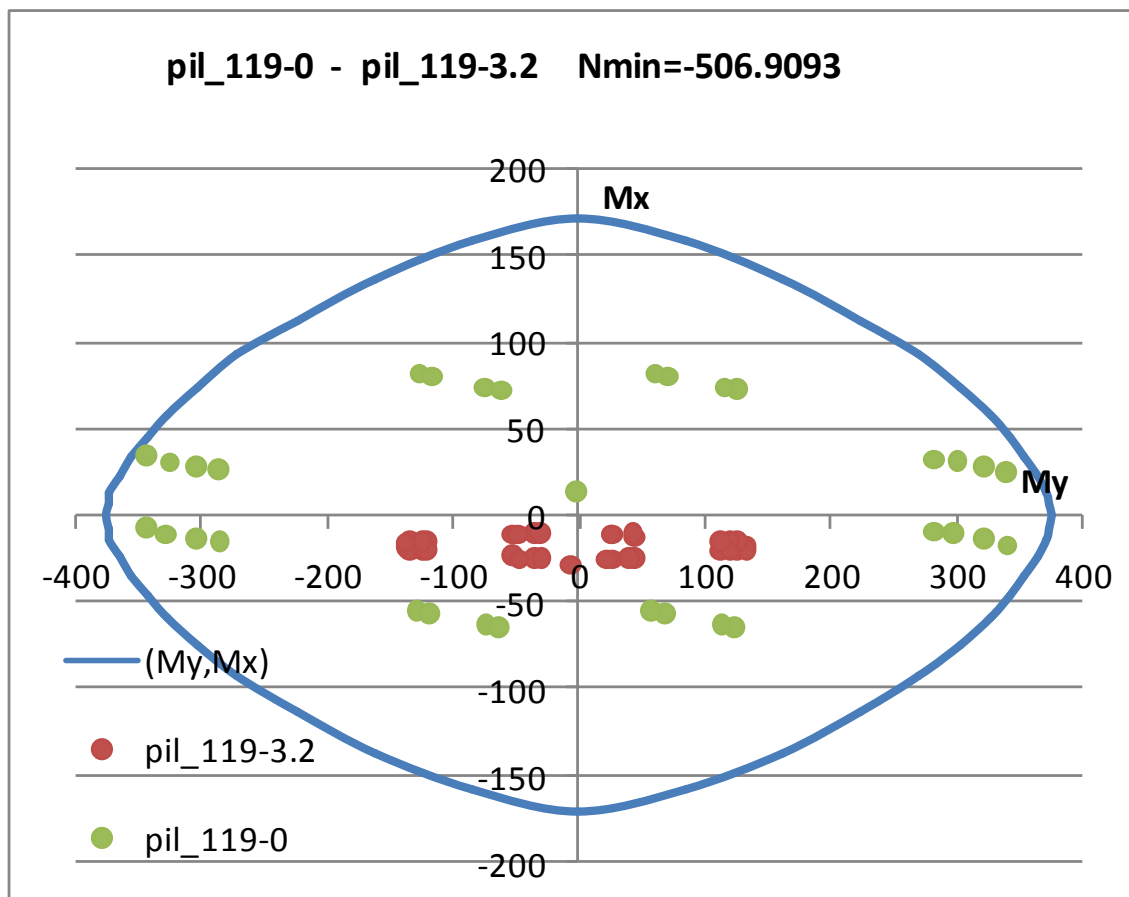
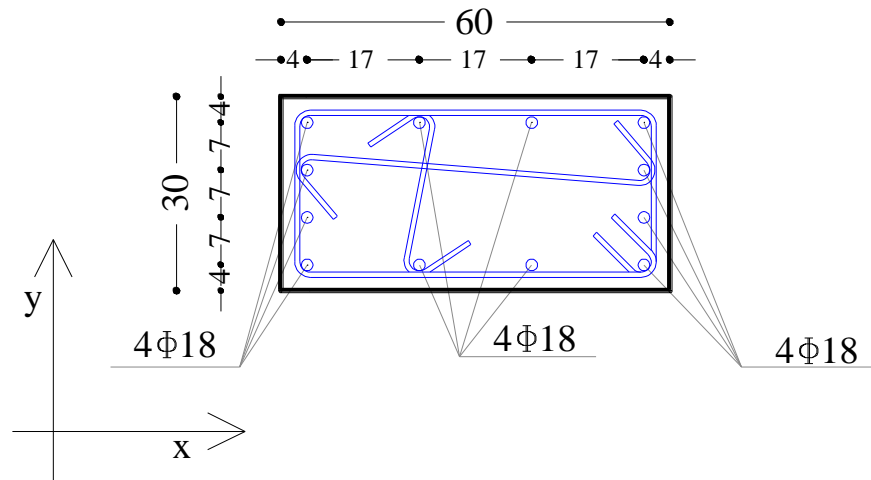
Verifica limiti di armatura						
Pil Sez.	Φ 18	Φ 14	As	0.1*(N _{Ed,max} /f _{yd})	As > 0.1*(N _{Ed,max} /f _{yd})	ρ
	n°	n°	[mm ²]	[mm ²]	verificato	[%]
pil_119-0	12	0	3053.63	225.14	si	1.70%
pil_119-3.2	12	0	3053.63	220.36	si	1.70%
pil_219-0	4	6	1941.50	166.58	si	1.18%
pil_219-3.2	4	6	1941.50	162.19	si	1.18%
pil_319-0	4	6	1941.50	108.40	si	1.29%
pil_319-3.2	4	6	1941.50	104.41	si	1.29%
pil_419-0	4	4	1633.63	51.75	si	1.21%
pil_419-3.2	4	4	1633.63	48.16	si	1.21%

Naturalmente si è inoltre verificato che fossero rispettati i minimi di normativa per **zona non sismica**[4.1.6.1.2 – NTC]:

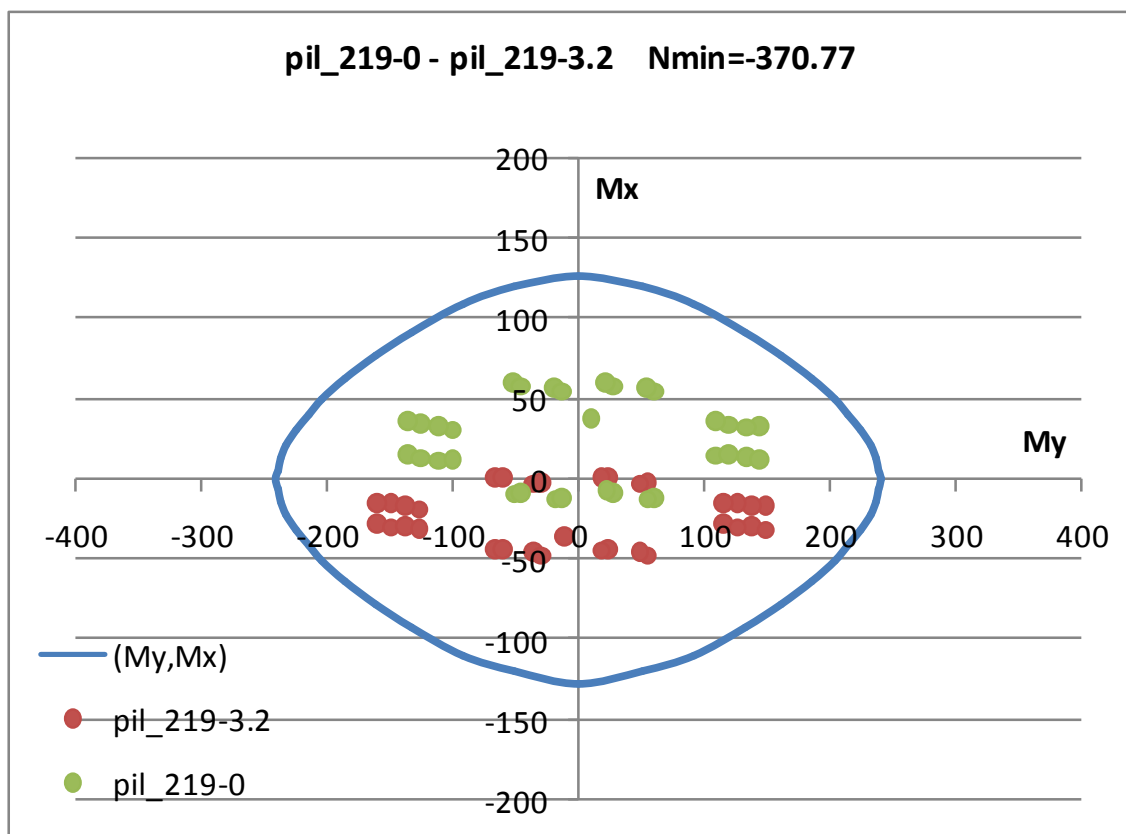
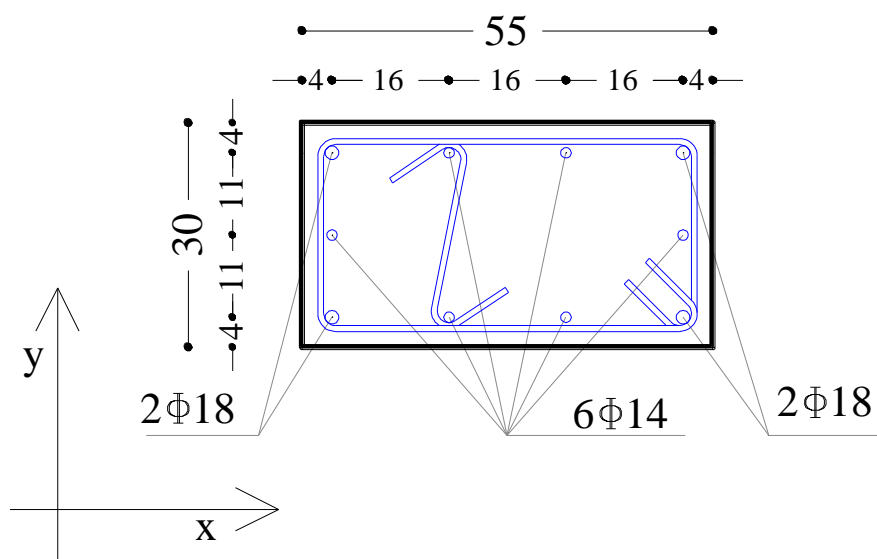
- barre longitudinali con diametro maggiore o uguale a 12 mm ed interasse minore o uguale a 300 mm,
- $A_{s,min} \geq 0,10 \frac{N_{ed}}{f_{yd}}$
- $A_{s,min} \geq 0,003 A_c$

In seguito sono riportati i domini di resistenza per i pilastri 119, 219, 319 e 419 ottenuti con un programma di calcolo (VCA_SLU). All'interno di esso sono riportati 66 punti corrispondenti alle 66 coppie (M_{x Sd}, M_{y Sd}) derivanti dalle 32 combinazioni sismiche più la combinazione fondamentale agli SLU sia al piede sia in testa ai pilastri. Tutte le coppie di valori sono all'interno dei rispettivi domini quindi la verifica è soddisfatta.

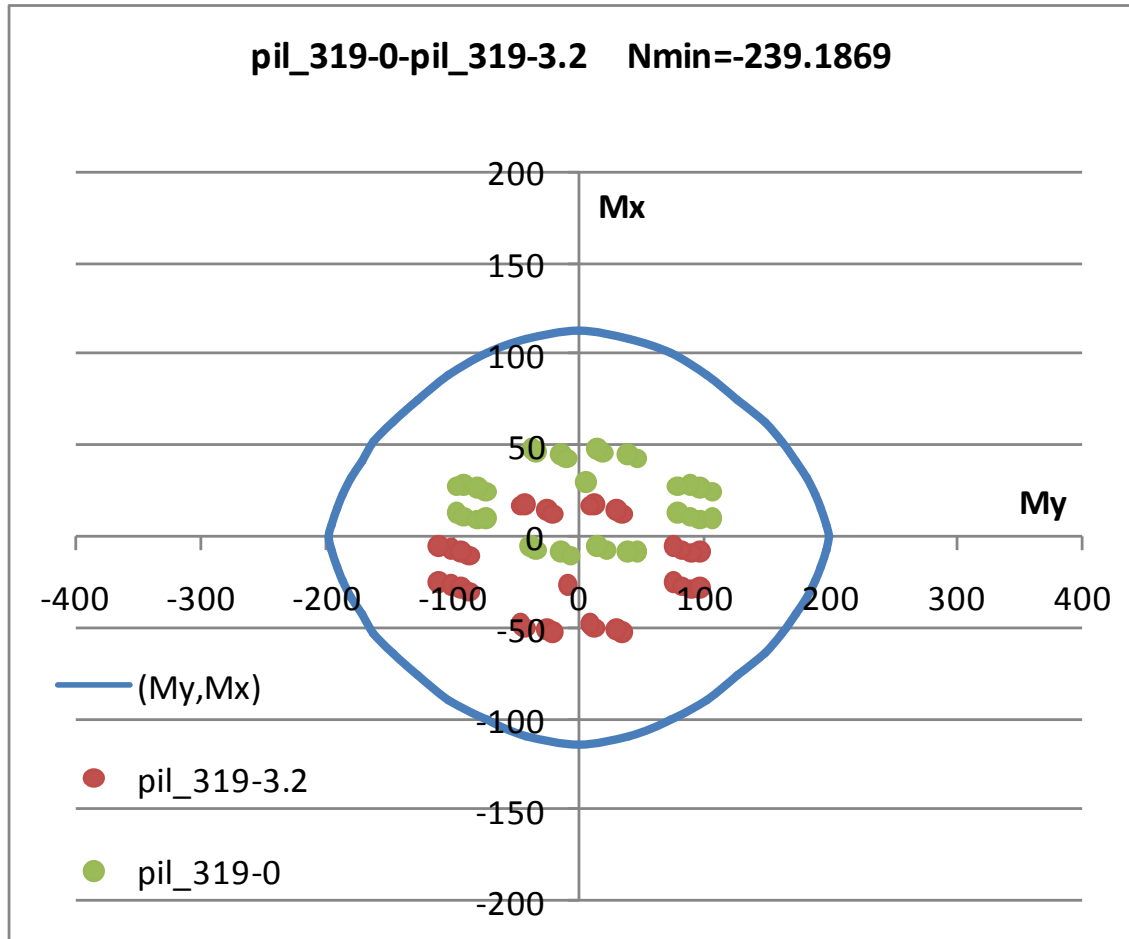
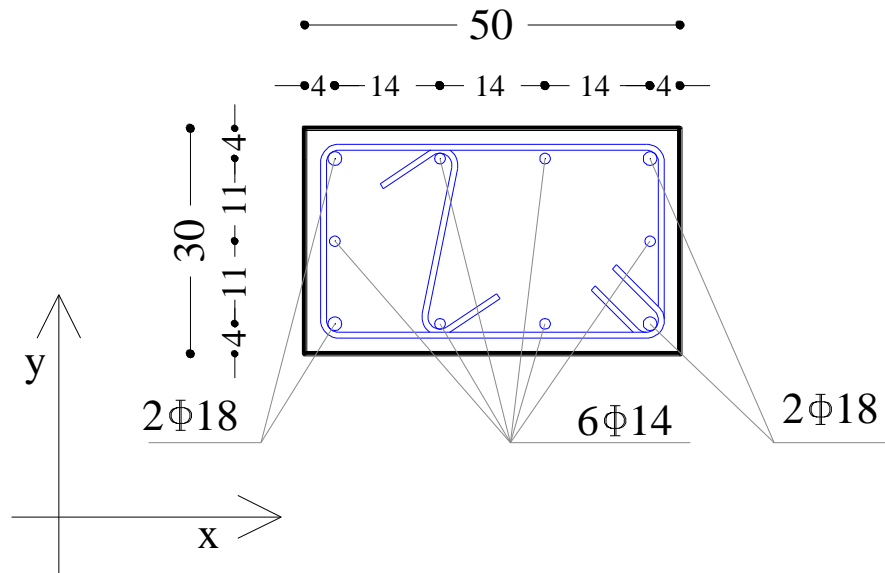
Pilastro 119 (30x60)



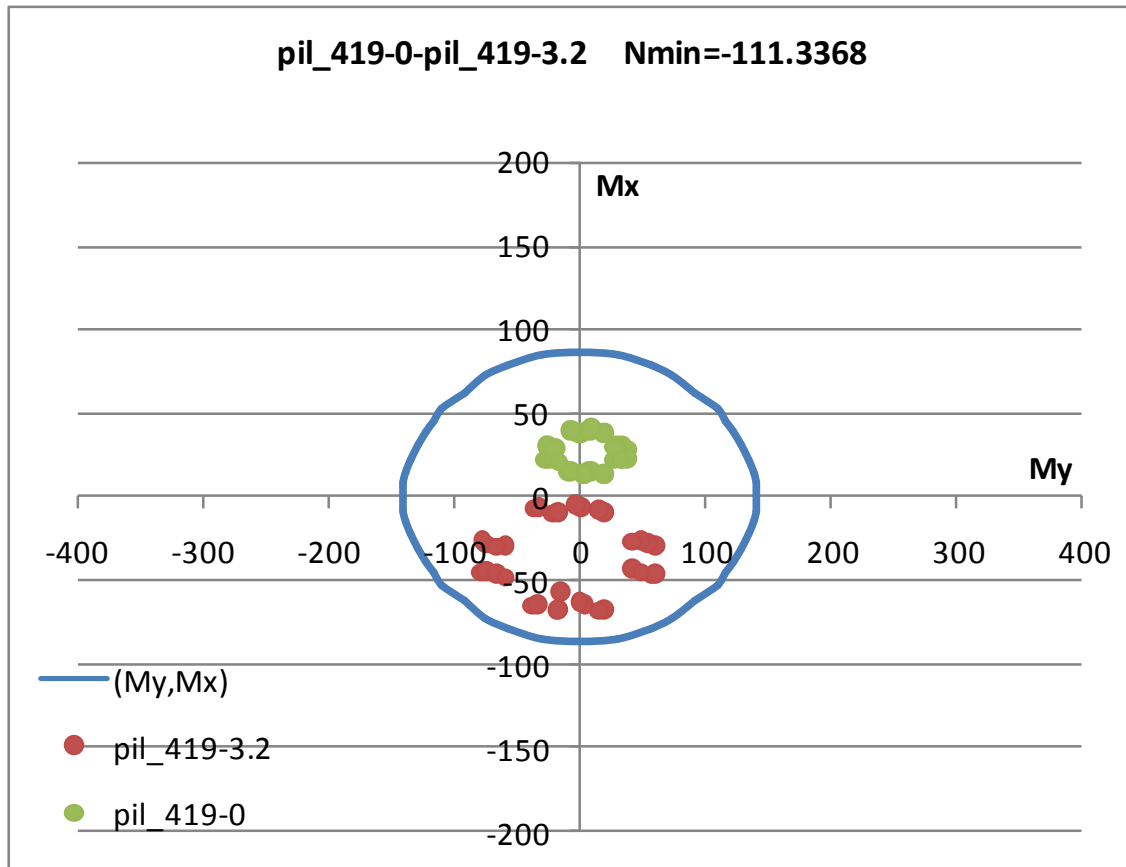
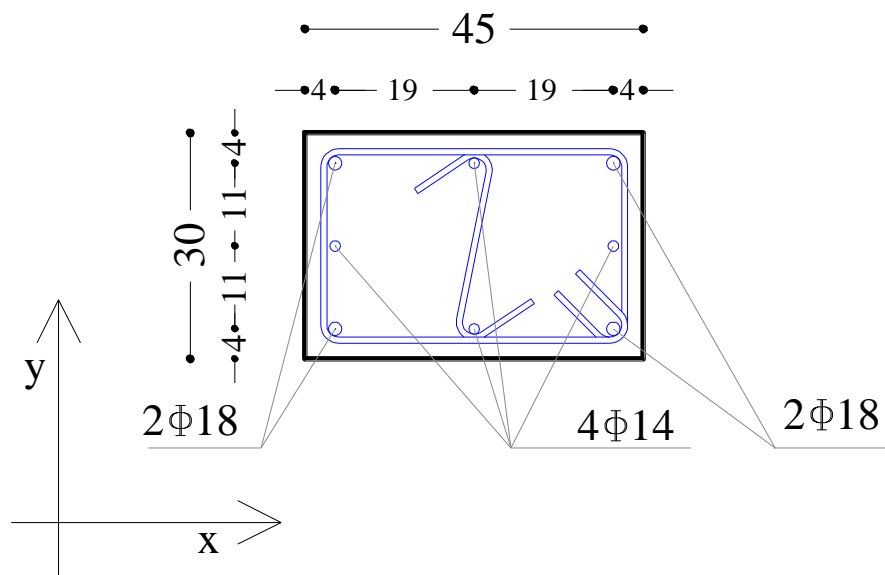
Pilastro 219 (30x55)



Pilastro 319 (30x50)



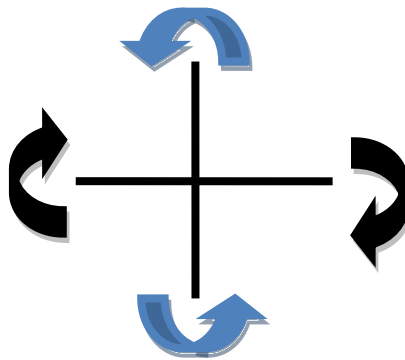
Pilastro 419 (30x45)



21 GERARCHIA DELLE RESISTENZE NODO TRAVE -COLONNA.

La normativa, inoltre, impone che in ogni piano di flessione i momenti resistenti dei pilastri siano maggiori dei momenti resistenti delle travi di modo che, rispettando la gerarchia delle resistenze, i pilastri non si plasticizzino prima delle travi [7.4.4.2.1 – NTC]:

$$\Sigma M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,Rd}$$



dove:

$\Sigma M_{C,Rd}$ è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti, lungo una data direzione, dei pilastri convergenti nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale derivanti dalle combinazioni sismiche;

$\Sigma M_{b,Rd}$ è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi convergenti nel nodo lungo una data direzione;

γ_{Rd} è un fattore di sicurezza amplificativo che tiene conto di varie incertezze legate alla geometria ed ai materiali ed è pari ad 1,10 per le strutture in CD "B".

Nella tabella seguente sono riportati i valori del minimo momento resistente per ogni pilastro calcolato con lo sforzo normale minimo tra le diverse combinazioni e i valori calcolati in precedenza di massimo momento resistente per le travi. L'analisi è stata svolta lungo le due direzioni X ed Y dei nodi nei quali convergono i pilastri 120, 220, 320. Il nodo all'ultimo impalcato non è stato calcolato così come prevede la norma.

Verifica delle gerarchie Mx								
Piano	Trave - Sez	Mb,Rd	Pil - Sez	N _{Ed,Min}	Mc,Rd	Σ Mc,Rd	$\gamma_{Rd}^* \Sigma Mb,Rd $	$\Sigma Mc,Rd > \gamma_{rd}^* \Sigma Mb,Rd $
		[kN*m]			[kN*m]		[kN*m]	verificato
1	tra_130-5	89.39	pil_119-3.2	-506.91	147.92	265.61	98.33	si
			pil_219-0	-383.97	117.70			
2	tra_230-5	110.22	pil_219-3.2	-370.77	116.37	219.62	121.24	si
			pil_319-0	-251.19	103.26			
3	tra_330-5	110.22	pil_319-3.2	-239.19	101.99	177.58	121.24	si
			pil_419-0	-122.14	75.59			

Verifica delle gerarchie My								
Piano	Trave - Sez	Mb,Rd	Pil - Sez	N _{Ed,Min}	Mc,Rd	Σ Mc,Rd	$\gamma_{Rd}^* \Sigma Mb,Rd $	$\Sigma Mc,Rd > \gamma_{rd}^* \Sigma Mb,Rd $
		[kN*m]			[kN*m]		[kN*m]	verificato
1	tra_117-4.5	211.84	pil_119-3.2	-506.91	380.01	620.33	375.89	si
	tra_118-0	129.89	pil_219-0	-383.97	240.32			
2	tra_217-4.5	170.36	pil_219-3.2	-370.77	236.08	411.77	302.42	si
	tra_218-0	104.57	pil_319-0	-251.1869	175.69			
3	tra_317-4.5	130.53	pil_319-3.2	-239.1869	173.03	294.81	232.11	si
	tra_318-0	80.47	pil_419-0	-122.1368	121.78			

22 VERIFICA A TAGLIO PER I PILASTRI

Al fine di escludere che un elemento strutturale possa presentare meccanismi di rottura fragili, quali il taglio, prima di meccanismi di rottura duttili, auspicabili in caso di sisma, la normativa impone il calcolo delle sollecitazioni taglianti come derivante dalla massima sollecitazione flessionale possibile nell'elemento. In questo modo, ed introducendo un opportuno coefficiente di sicurezza, si può ipotizzare un comportamento duttile dell'elemento ovvero che raggiunga la crisi strutturale prima per sollecitazioni flessionali duttili che per sollecitazioni taglianti fragili.

Il taglio sollecitante quindi si ottiene da considerazioni di equilibrio con questa espressione [7.4.4.2.1]:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M^{\sup}_{C,Rd} + M^{\inf}_{C,Rd}}{l_p}$$

dove:

$M^+_{C,Rd}$ ed $M^-_{C,Rd}$ sono la resistenza flessionale in testa ed alla base del pilastro calcolati considerando lo sforzo normale massimo agente così da massimizzare la sollecitazione tagliente;

l_p è lunghezza del pilastro;

γ_{Rd} è un coefficiente di sicurezza pari ad 1,10 per strutture in CD "B".

Di seguito sono riportati i valori di V_{Ed} calcolati:

Taglio Sollecitazione nei pilastri (Direzione X)						
Pil	Sez.	Altezza [m]	l_p [m]	N_{max} [kN]	$M_{c,Rd}$ [kN*m]	V_{Ed} [kN]
pi_119-0		3.20	2.70	-880.99	402.91	328.30
pi_119-3.2				-880.99	402.91	
pi_219-0		3.20	2.70	-651.82	291.87	237.82
pi_219-3.2				-651.82	291.87	
pi_319-0		3.20	2.75	-424.17	237.44	189.95
pi_319-3.2				-424.17	237.44	
pi_419-0		3.20	2.80	-202.48	177.02	139.09
pi_419-3.2				-202.48	177.02	

Taglio Sollecitazione nei pilastri (Direzione Y)						
Pil	Sez.	Altezza [m]	l_p [m]	N_{max} [kN]	$M_{c,Rd}$ [kN*m]	V_{Ed} [kN]
pi_119-0		3.20	2.70	-880.99	182.82	148.97
pi_119-3.2				-880.99	182.82	
pi_219-0		3.20	2.70	-651.82	154.91	126.22
pi_219-3.2				-651.82	154.91	
pi_319-0		3.20	2.75	-424.17	137.64	110.11
pi_319-3.2				-424.17	137.64	
pi_419-0		3.20	2.80	-202.48	96.90	76.13
pi_419-3.2				-202.48	96.90	

Il calcolo del taglio resistente nei pilastri è effettuato attraverso il modello di traliccio ad inclinazione variabile distinguendo una zona critica da una zona non critica nonostante il taglio sia costante lungo tutto l'elemento; lo scopo di individuare una zona critica è quello di garantire un livello di duttilità maggiore in quanto zona di possibile plasticizzazione a seguito di sollecitazioni sismiche. In questo caso si è dovuto calcolare il coefficiente α_c che tiene conto di un eventuale sforzo normale agente [4.1.2.1.3.2].

Si è calcolato questo contributo di resistenza prendendo il minore degli sforzi normali agenti tra le combinazioni di calcolo così da minimizzare il contributo resistente.

Si deve verificare in ogni caso che il passo adottato sia rispettoso dei limiti di normativa [7.4.6.2.2 – NTC] ovvero per CD "B" e per le **zone critiche** deve essere non superiore ai seguenti valori :

$$s_{max} = \min [b_c/2; 175 \text{ mm}; 8 \phi_{long}; A_{st}/s \geq 0.08 f_{cd} * b_{st}/f_{yd}]$$

dove:

A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe in una direzione;

b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe nella medesima direzione;

s è il passo delle staffe.

Le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm da una barra fissata.

Si ricorda che per i pilastri la zona critica si estende per una lunghezza pari al massimo dei seguenti valori:

- altezza della sezione,
- 1/6 dell'altezza libera del pilastro;
- 45 cm;
- l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

Di seguito vengono riportati le verifiche effettuate nelle zone critiche in direzione x e y.

PILASTRO 119 DIREZIONE X									
ZONA CRITICA									
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \theta = 1$									
h	c	d	b_w	$\nu_{d,min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \theta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
600	40	560	300	0.20	1.20	7.085	0	1	641.951
2) ricavo $ctg \theta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$ 3) scelgo il valore di $ctg \theta^*$ idoneo									
calcolato	$ctg \theta$	da limiti normativa						$ctg \theta^*$	
	[-]	$1 < ctg \theta < 2.5$						[-]	
	2.92							2.5	
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \theta^*$									
h	c	d	b_w	$\nu_{d,min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \theta^*$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
600	40	560	300	0.20	1.20	7.085	0	2.5	442.829
5) fisso $A_{sw} = \text{staffe } \phi 8 \text{ a } 3 \text{ bracci}$									
			A_{sw}	[mm ²]	150.80				
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \theta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
600	40	560	151	220	391.3	0	2.5	328.295	
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 7)									
Cap. 7.4.6.2.2.									
$s_{max} = \min [b_c/2; 175 \text{ mm}; 8 \phi_{long}; A_{st}/s \geq 0.08 f_{cd} * b_{sd}/f_{yd}]$									
$b_c/2$		175 mm	$8 \phi_{long}$	s					
[mm]		[mm]	[mm]	[mm]					
150		175	144	237					
8) determino il valore effettivo di s									
			s	[mm]	100				
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \theta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
600	40	560	151	100	391.3	0	2.5	743.484	
10) ricavo $ctg \theta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$									
calcolato	$ctg \theta$	da limiti normativa						$ctg \theta$	
	[-]	$1 < ctg \theta < 2.5$						[-]	
	1.82							1.82	
11) calcolo V_{Rcd}									
h	c	d	b_w	$\nu_{d,min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \theta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
600	40	560	300	0.20	1.20	7.085	0	1.82	541.984
12) calcolo di V_{Rsd}									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \theta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
600	40	560	151	100	391.3	0	1.82	541.256	
13) determino V_{Rd} come il Min ($V_{Rcd}; V_{Rsd}$) e lo confronto con $V_{Ed, max}$									
V_{Rd}		$V_{Ed, max}$		$V_{Rd} > V_{Ed, max}$					
[kN]		[kN]		VERIFICATO					
541.256		328.295		SI					

In zona non critica, invece, si ha:

- s minore di 12 volte il diametro longitudinale minimo;
- s non maggiore di 25 cm.

PILASTRO 120 DIREZIONE X									
ZONA NON CRITICA									
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta = 1$									
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
600	40	560	300	0.20	1.20	7.085	0	1	641.951
2) ricavo $ctg Q$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$									
calcolato		$ctg \vartheta$	da limiti normativa				$ctg \vartheta^*$		
		[-]	$1 < ctg \vartheta < 2.5$				[-]		
		2.92					2.5		
3) scelgo il valore di $ctg \vartheta^*$ idoneo									
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta^*$									
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta^*$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
600	40	560	300	0.20	1.20	7.085	0	2.5	442.829
5) fisso $A_{sw} = staffe \varphi 8$ a 2 bracci									
			A_{sw}	[mm ²]	100.53				
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
600	40	560	101	150	391.3	0	2.5	328.296	
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 4)									
Cap. 4.1.6.1.2.									
$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}]$									
		12 ϕ_{long}	25 cm						
		[mm]	[mm]						
		216	250						
8) determino il valore effettivo di s									
		s	[mm]	150					
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
600	40	560	101	150	391.3	0	2.5	330.437	
10) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$									
calcolato		$ctg \vartheta$	da limiti normativa				$ctg \vartheta$		
		[-]	$1 < ctg \vartheta < 2.5$				[-]		
		2.67					2.50		
11) calcolo V_{Rcd}									
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
600	40	560	300	0.20	1.20	7.085	0	2.50	442.829
12) calcolo di V_{Rsd}									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
600	40	560	101	150	391.3	0	2.50	330.437	
13) determino V_{Rd} come il Min (V_{Rcd}; V_{Rsd}) e lo confronto con $V_{Ed, max}$									
		V_{Rd}			$V_{Ed, max}$	$V_{Rd} > V_{Ed, max}$			
		[kN]			[kN]	VERIFICATO			
		330.437			328.296	SI			

Iterando il procedimento, sopra riportato, sia in zona critica che non critica per tutti i pilastri nelle direzione x e y si ottengono le seguenti tabelle riepilogative:

Verifica a taglio zona critica (Direzione X)												
Pil	Sez.	Altezza [m]	h [mm]	b [mm]	N _{min} [kN]	zona critica [mm]	staffe			VRd [kN]	VEd [kN]	VRd>VEd
							Φ [mm]	s [mm]	N° brac			
pil_119-0		3.20	600.00	300.00	-506.91	600.00	8	100	3	541.649	328.295	si
pil_119-3.2									3	541.649	328.295	si
pil_219-0		3.20	550.00	300.00	-370.77	550.00	8	100	2	414.063	237.8169	si
pil_219-3.2									2	414.063	237.8169	si
pil_319-0		3.20	500.00	300.00	-239.19	500.00	8	100	2	364.527	189.9498	si
pil_319-3.2									3	364.527	189.9498	si
pil_419-0		3.20	450.00	300.00	-111.34	450.00	8	100	2	315.242	139.0875	si
pil_419-3.2									2	315.242	139.0875	si

Verifica a taglio zona critica(Direzione Y)												
Pil	Sez.	Altezza [m]	h [mm]	b [mm]	N _{min} [kN]	zona critica [mm]	staffe			VRd [kN]	VEd [kN]	VRd>VEd
							Φ [mm]	s [mm]	N° brac			
pil_119-0		3.20	300.00	600.00	-506.91	600.00	8	100	3	345.193	148.9683	si
pil_119-3.2									3	345.193	148.9683	si
pil_219-0		3.20	300.00	550.00	-370.77	550.00	8	100	3	345.193	126.2215	si
pil_219-3.2									3	345.193	126.2215	si
pil_319-0		3.20	300.00	500.00	-239.19	500.00	8	100	3	329.008	110.1145	si
pil_319-3.2									3	329.008	110.1145	si
pil_419-0		3.20	300.00	450.00	-111.34	450.00	8	100	3	299.864	76.13363	si
pil_419-3.2									3	299.864	76.13363	si

Verifica a taglio zona non critica (Direzione X)												
Pil	Sez.	Altezza [m]	h [mm]	b [mm]	N _{min} [kN]	zona critica [mm]	staffe			VRd [kN]	VEd [kN]	VRd>VEd
							Φ [mm]	s [mm]	N° brac			
pil_119-0		3.20	600.00	300.00	-506.91	600.00	8	150	2	330.44	328.30	si
pil_119-3.2									2	330.441	328.30	si
pil_219-0		3.20	550.00	300.00	-370.77	550.00	8	150	2	300.937	237.82	si
pil_219-3.2									2	300.937	237.82	si
pil_319-0		3.20	500.00	300.00	-239.19	500.00	8	150	2	271.434	189.95	si
pil_319-3.2									2	271.434	189.95	si
pil_419-0		3.20	450.00	300.00	-111.34	450.00	8	150	2	241.93	139.09	si
pil_419-3.2									2	241.93	139.09	si

Verifica a taglio zona non critica(Direzione Y)												
Pil	Sez.	Altezza [m]	h [mm]	b [mm]	N _{min} [kN]	zona critica [mm]	staffe			VRd [kN]	VEd [kN]	VRd>VEd
							Φ [mm]	s [mm]	N° brac			
pil_119-0		3.20	600.00	300.00	-506.91	600.00	8	150	2	153.42	148.9683	si
pil_119-3.2									2	153.419	148.9683	si
pil_219-0		3.20	550.00	300.00	-370.77	550.00	8	150	2	153.419	126.2215	si
pil_219-3.2									2	153.419	126.2215	si
pil_319-0		3.20	500.00	300.00	-239.19	500.00	8	150	2	153.419	110.1145	si
pil_319-3.2									2	153.419	110.1145	si
pil_419-0		3.20	450.00	300.00	-111.34	450.00	8	150	2	153.419	76.13363	si
pil_419-3.2									2	153.419	76.13363	si

23 VERIFICA DUTTILITÀ PILASTRI

Come per le sezioni delle travi anche per i pilastri è possibile effettuare una verifica di duttilità nonostante non sia obbligatoria la progettazione della struttura viene condotta rispettando tutte le prescrizioni di norma. La duttilità in curvatura di una sezione è definita come rapporto tra curvatura ultima e curvatura al limite di snervamento; per la sezione di un pilastro tale valore risulta essere molto piccolo (circa due) pertanto si considera l'effetto benefico del confinamento del cls da parte delle staffe che tende ad aumentare la curvatura ultima della sezione e quindi la sua duttilità in curvatura. In particolare l'effetto del confinamento fa aumentare la deformazione ultima del cls portandola da un valore $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ ad un valore $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{st}$

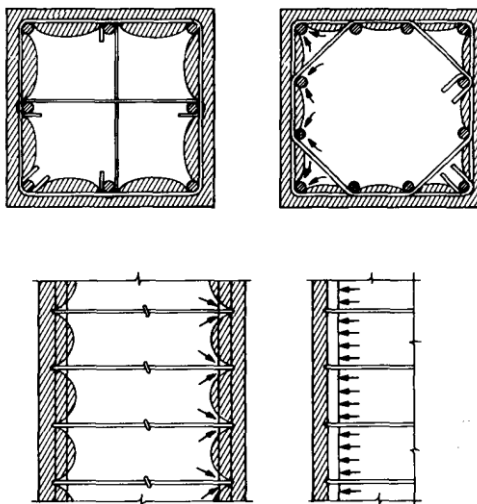
Dove:

$$\alpha = \alpha_h \cdot \alpha_v$$

$$\alpha_h = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right)$$

$$\alpha_v = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}$$

$$\omega_{st} = \frac{A_{st} \cdot p_{st}}{b_0 \cdot h_0 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



Verifica di duttilità													
Pilastro	b	h	b ₀	h ₀	A _{st,sing}	s	ω _{st}	α _v	α _h	α	α · ω _{st}	α · ω _{st,min}	Verificato
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
pil_119-0	600	300	520	220	50.27	100	0.27	0.70	0.48	0.34	0.09	0.08	Si
pil_219-0	550	300	470	220	50.27	100	0.25	0.69	0.45	0.31	0.08	0.07	Si
pil_319-0	500	300	420	220	50.27	100	0.26	0.68	0.47	0.32	0.08	0.05	Si
pil_419-0	450	300	370	220	50.27	100	0.26	0.67	0.49	0.33	0.09	0.05	Si

24 VERIFICA DI RESISTENZA NODO TRAVE - PILASTRO

La zona del pilastro che incrocia le travi ad esso concorrenti è definito nodo [7.4.4.3 – NTC]; **la verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD" A" [7.4.4.3.1 – NTC]**. Ai fini didattici le verifiche di resistenza del nodo sono state svolte ugualmente nonostante la struttura in esame appartenga alla CD" B".

Preliminarmente è stata condotta una verifica di duttilità del nodo attraverso la quale si è progettato un valore di armatura trasversale necessaria affinché la verifica risultasse soddisfatta; successivamente con tali quantità di armature trasversali sono state effettuate le verifiche di resistenza del nodo.

Per il progetto delle staffe nei nodi si è utilizzata l'espressione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale:

n_{st} = n° bracci;

A_{st} = area della sezione trasversale della barra della singola staffa;

i = interasse delle staffe;

b_j = larghezza utile del nodo definita come:

- Se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora $\overline{b_j}$ è il valore minimo fra b_w e $b_c + \frac{h_c}{2}$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- Se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora $\overline{b_j}$ è il valore minimo fra b_c e $b_w + \frac{h_c}{2}$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per i nodi N_121, N_221, N_321, N_421, in entrambi le direzioni:

verifica di duttilità Dir(x)							
Nodo	tipo	Φ staffe	Ast	nst	b _j	i	Ast*nst/(i*b _j)
		[mm]	[mm ²]	n° braccia	[mm]	[mm]	
N 121	interno	8	50.3	3	300	90	0.006
N 221	interno	8	50.3	3	300	90	0.006
N 321	interno	8	50.3	3	300	90	0.006
N 421	interno	8	50.3	3	300	90	0.006

verifica di duttilità Dir(y)							
Nodo	tipo	Φ staffe	Ast	nst	b _j	i	Ast*nst/(i*b _j)
		[mm]	[mm ²]	n° braccia	[mm]	[mm]	
N 121	esterno	8	50.3	3	600	90	0.0028
N 221	esterno	8	50.3	3	550	90	0.0030
N 321	esterno	8	50.3	3	550	90	0.0030
N 421	esterno	8	50.3	3	550	90	0.0030

La resistenza del nodo deve essere tale da evitare che esso pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. La norma prevede che il taglio orizzontale che agisce in un nodo trave-pilastro, per ciascuna direzione dell'azione sismica, può essere determinato attraverso espressioni semplificate:

a) nodi trave – pilastro interni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$$

b) nodi trave – pilastro esterni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c$$

dove:

A_{s1} ed A_{s2} sono le armature longitudinali della trave rispettivamente al lembo superiore ed inferiore che attraversano il nodo;

V_c è la forza tagliante nel pilastro al di sopra del nodo (nella condizione sismica);

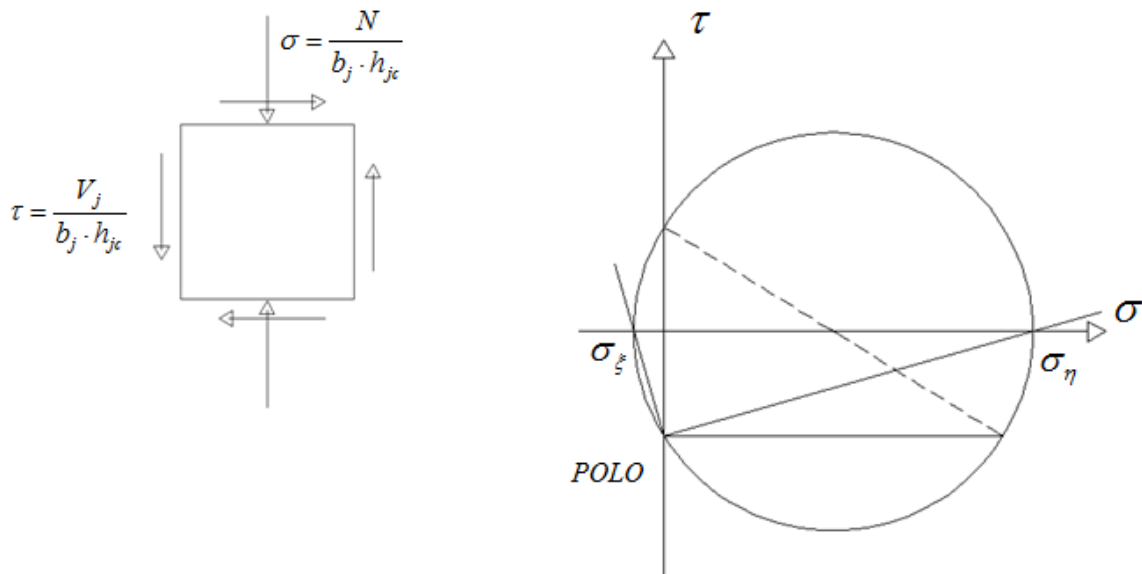
$\gamma_{Rd}=1,2$ è un coefficiente che tiene conto dell'incrudimento dell'acciaio.

Il caso in esame consiste nella verifica di nodo esterni ed interni.

Si ricorda, che affinché un nodo possa essere definito come interamente confinato è necessario che:

- su ogni faccia del nodo converga una trave;
- su ogni faccia del nodo la sezione della trave deve coprire i $\frac{3}{4}$ della sezione del pilastro.

La tensione principale massima di compressione nel nodo σ_η non dovrà superare la resistenza a compressione del calcestruzzo $\eta \cdot f_{cd}$.



Tale prescrizione può essere verificata soddisfacendo la seguente regola:

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

in cui:

$\eta = \alpha_j (1 - f_{ck} / 250)$ con f_{ck} in N/mm² e $\alpha = 0,48$ (per nodi esterni);

$v_d = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ è lo sforzo assiale normalizzato nel pilastro al di sopra del nodo, per stare a vantaggio di sicurezza, delle 32 combinazioni si considera lo sforzo normale max;

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

b_j è la larghezza effettiva del nodo assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e quella della trave
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e quella della trave, entrambe aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

La verifica andrebbe fatta per ogni combinazione così da calcolarsi per ogni valore di V_c , derivante dalla combinazione in esame, un valore di V_{jbd} e verificarlo in funzione di v_d per quella stessa combinazione. Comunque si prende il V_{jbd} massimo in corrispondenza del taglio minimo (V_c) tra le combinazioni sismiche e si raffronta con il minimo valore di verifica calcolato in corrispondenza del valore massimo di v_d . Se la verifica è soddisfatta lo è sicuramente per tutti gli altri casi intermedi.

Si riportano le verifiche in direzione X e in direzione Y:

verifica a compressione diagonale Dir(x)														
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	A_{s1}	A_{s2}	$V_{c,min}$	V_{jbd}	η	f_{cd}	b_j	h_{jc}	$\nu_{d,max}$	$V_{jbd,max}$	$V_{jbd} < V_{jbd,max}$
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[-]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]		
N_121	interno	1.2	391.30	1272.35	769.69	9173	949696	0.54	14.17	300	520	0.28	829911	no
N_221	interno			1017.88	615.75	4836	762259			300	470	0.20	856392	si
N_321	interno			1017.88	615.75	484	766611			300	420	0.11	864258	si
N_421	interno			1017.88	615.75	0	767095			300	370	0.00	849150	si

verifica a compressione diagonale Dir(y)														
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	A_{s1}	A_{s2}	$V_{c,min}$	V_{jbd}	η	f_{cd}	b_j	h_{jc}	$\nu_{d,max}$	$V_{jbd,max}$	$V_{jbd} < V_{jbd,max}$
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[-]	[MPa]	[mm]	[mm]	[-]		
N_121	esterno	1.2	391.30	1250.35	936.19	1757	585365	0.54	14.17	600	220	0.28	702233	si
N_221	esterno			1564.51	1250.35	4666	729975			550	220	0.20	734918	si
N_321	esterno			1564.51	1250.35	5754	728887			550	220	0.11	829962	si
N_421	esterno			1564.51	1250.35	0	734641			550	220	0.00	925650	si

Le verifiche non risultano essere soddisfatte.

Inoltre è possibile verificare se il nodo in assenza di armature trasversali non si fessuri, ovvero che la tensione principale minima di trazione non superi la resistenza a trazione del cls (è una condiziona molto restrittiva, non contenuta in norma).

$$V_{jbd} \leq f_{ctd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_c}{b_j \cdot h_{jc} \cdot f_{ctd}}}$$

Verifica a trazione per nodi senza staffe Dir(x)														
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	A_{s1}	A_{s2}	$V_{c,min}$	V_{jbd}	f_{ctd}	b_j	h_{jc}	$N_{c,min}$	$V_{jbd,max}$	V_{jbd}	$V_{jbd} < V_{jbd,max}$
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[MPa]	[mm]	[mm]	[N]	[N]	[N]	verificato
N_121	interno	1.2	391.30	1272.35	769.69	9173	949696	1.20	300	520	383970	326445	949696	no
N_221	interno			1017.88	615.75	4836	762259		300	470	251187	266231	762259	no
N_321	interno			1017.88	615.75	484	766611		300	420	122137	202897	766611	no
N_421	interno			1017.88	615.75	0	767095		300	370	111337	180128	767095	no

Verifica a trazione per nodi senza staffe Dir(x)														
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	A_{s1}	A_{s2}	$V_{c,min}$	V_{jbd}	f_{ctd}	b_j	h_{jc}	$N_{c,min}$	$V_{jbd,max}$	V_{jbd}	$V_{jbd} < V_{jbd,max}$
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[MPa]	[mm]	[mm]	[N]	[N]	[N]	verificato
N_121	esterno	1.2	391.30	1250.35	936.19	1757	585365	1.20	600	220	383970	292630	585365	no
N_221	esterno			1564.51	1250.35	4666	729975		550	220	251187	239495	729975	no
N_321	esterno			1564.51	1250.35	5754	728887		550	220	122137	196639	728887	no
N_421	esterno			1564.51	1250.35	0	734641		550	220	111337	192620	734641	no

La verifica risulta non soddisfatta e pertanto c'è bisogno di armare opportunamente il nodo con staffe tali da assorbire le tensioni di trazione.

Considerando la presenza di staffe nel nodo si dovrà verificare che:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

dove:

A_{sh} è l'area totale delle staffe orizzontali;

H_{jw} è la distanza tra le armature al lembo superiore ed inferiore della trave;

f_{ctd} è la resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo [11.2.10.2 – NTC]

Verifica a fessurazione diagonale Dir(x)													
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	As1	As2	Vc,min	Vjbd	h _{jw}	$\frac{A_{sh} * f_{yd}}{b_j * h_{jw}}$	>	$\left[\frac{V_{jbd}}{f_{ctd} + V_d * f_{ctd}} \right]^2 - f_{ctd}$	Verificato	Ash
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[mm]					[mm ²]
N_121	interno	1.2	391.30	1272.35	769.69	9173	949696	420	7.3	>	10.52	no	1933
N_221	interno			1017.88	615.75	4836	762259	420	7.3	>	8.98	no	1953
N_321	interno			1017.88	615.75	484	766611	320	7.7	>	16.42	no	3074
N_421	interno			1017.88	615.75	0	767095	320	7.7	>	38.70	no	9495

Verifica a fessurazione diagonale Dir(x)													
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	As1	As2	Vc,min	Vjbd	h _{jw}	$\frac{A_{sh} * f_{yd}}{b_j * h_{jw}}$	>	$\left[\frac{V_{jbd}}{f_{ctd} + V_d * f_{ctd}} \right]^2 - f_{ctd}$	Verificato	Ash
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[mm]					[mm ²]
N_121	esterno	1.2	391.30	1250.35	936.19	1757	585365	170	7.3	>	10.52	no	684
N_221	esterno			1564.51	1250.35	4666	729975	170	7.3	>	8.98	no	1875
N_321	esterno			1564.51	1250.35	5754	728887	170	7.7	>	16.42	no	2929
N_421	esterno			1564.51	1250.35	0	734641	170	7.7	>	38.70	no	7072

In alternativa l'integrità del nodo dopo la fessurazione diagonale può essere assicurata dalle staffe orizzontali a condizione che:

a) per nodi interni:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d)$$

b) per nodi esterni:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d)$$

dove:

ν_d è lo sforzo assiale normalizzato agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, e al di sotto del nodo, per nodi esterni.

Calcolo area di staffe Dir(x)														
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	As1	As2	Vc,min	Vjbd	ν_d Min	Asb1	Φ staffe	passo	braccia	Asb2	Asb1<Asb2
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[-]	[mm ²]	[mm]	s [mm]	n°	[mm ²]	verificato
N_121	interno	1.2	391.30	1272.35	769.69	9173	949696	0.16	2128	10	50	3	2356	si
N_221	interno			1017.88	615.75	4836	762259	0.12	1775	10	50	3	2356	si
N_321	interno			1017.88	615.75	484	766611	0.06	1860	10	50	3	1885	si
N_421	interno			1017.88	615.75	0	767095	0.00	1960	10	50	3	1885	no

Calcolo area di staffe Dir(x)														
Nodo	tipo	γ_{Rd}	f_{yd}	As1	As2	Vc,min	Vjbd	ν_d Min	Asb1	Φ staffe	passo	braccia	Asb2	Asb1<Asb2
			[MPa]	[mm ²]	[mm ²]	[N]	[N]	[-]	[mm ²]	[mm]	s [mm]	n°	[mm ²]	verificato
N_121	esterno	1.2	391.30	1250.35	936.19	1757	585365	0.16	976	10	50	4	1571	si
N_221	esterno			1564.51	1250.35	4666	729975	0.12	1359	10	50	4	1571	si
N_321	esterno			1564.51	1250.35	5754	728887	0.06	1424	10	50	4	1571	si
N_421	esterno			1564.51	1250.35	0	734641	0.00	1500	10	50	4	1571	si

I risultati di queste verifiche risultano non essere positivi, ma possiamo non tenerne conto in quanto, come precedentemente detto, le verifiche di resistenze sono da effettuarsi per le sole strutture appartenenti alla CD" A".

25 VERIFICHE A STATO LIMITE D'ESERCIZIO.

La norma prevede che si effettuino le seguenti verifiche agli SLE affinché la struttura garantisca la sua funzionalità [4.1.2.2 – NTC]:

- Deformabilità;
- Vibrazione;
- Fessurazione;
- Tensioni di esercizio;
- Fatica.

Nel seguito saranno trattate soltanto le verifiche di deformabilità, fessurazione e tensioni d'esercizio.

Le combinazioni delle azioni da considerare agli SLE sono [2.5.3 – NTC]:

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

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

- Combinazione FREQUENTE, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione QUASI PERMANENTE (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali γ sono riportati nella tab. 2.6.I:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

I valori dei coefficienti di combinazione Ψ sono riportati nella tab. 2.5.I:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il modello di calcolo adottato è un modello lineare stante il livello di carico considerato; si considerano comportamenti dei materiali di tipo elastico lineare, l'unica non linearità nel comportamento del cls è cls non reagente a trazione nei problemi di fessurazione.

25.1 Verifica di deformabilità travata

Scopo della verifica non è un problema di tipo statico bensì di limitare il danneggiamento di elementi non strutturali e garantire un livello di comfort adeguato all'opera, evitando che siano visibili a occhio nudo eccessive deformazioni degli elementi che potrebbero indurre sensazioni di pericolo nell'osservatore.

La Circolare n. 617 del 02/02/2009 prescrive:

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata dalla parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura.

Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,m}}{3}$$

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p = \zeta \cdot p_f + 1 - \zeta \cdot p$$

in cui:

$$\zeta = 1 - c\beta^2$$

Il fattore β è il rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo, $\beta = M_f / M$;

il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda = l/h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda = \frac{l}{h} \leq k \cdot \left[11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

I valori da attribuire a K sono riportati in Tabella C4.1.I, insieme con i valori limite di λ calcolati assumendo $f_{ck} = 30$ MPa e $\left[\frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right] = 1$, nel caso di calcestruzzo molto sollecitato ($\rho = 1,5\%$) o poco sollecitato ($\rho = 0,5\%$).

Tabella C4.1.I Valori di K e snellezze limite per elementi inflessi in c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24

A vantaggio di sicurezza si può porre $\frac{A_{s,eff}}{A_{s,calc}} = 1$.

Nel seguito si illustra la verifica svolta in maniera semplificata:

Verifica di deformabilità (travata in mezzera)													
Trave	L	b	h	λ	k	A_s	A_s'	$\rho + \rho'$	λ_{max}	VERIFICA	$A_{s,calc}$	λ_{max}	$\lambda < \lambda_{max}$
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[%]	[-]		[mm ²]	[-]	verificato
tra_128	5.00	0.55	0.25	20	1.3	936	936	1.36	16	no	497.46	30	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	8	1.5	942	942	1.37	18	si	135.08	128	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	20	1.3	936	936	1.25	16	no	493.55	30	si

La verifica risulta essere soddisfatta.

25.2 Verifica a fessurazione

Lo scopo della verifica a fessurazione ancora una volta non è un problema di tipo statico, bensì si vuole salvaguardare l'armatura da un'eventuale corrosione che inciderebbe sulla durabilità della struttura, ed inoltre si vuole limitare l'apertura delle fessure per non destare preoccupazioni nella persona che guarda un elemento eccessivamente fessurato.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite[4.1.2.2.4]:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

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

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

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

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

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni [4.1.2.2.4.2 – NTC]:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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

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

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

Nel seguito sarà verificata la sola condizione di stato limite di apertura delle fessure, assumendo condizioni ordinarie ed armature poco sensibili.

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 Tab. 4.1.IV.

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} :

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

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Si riportano dunque di seguito il calcolo delle tensioni nelle barre d'armatura sia per combinazione frequente sia per quella quasi permanente ; confrontando questi valori di tensione con quelli della tab. C4.1.II si e tab C4.1.III si evince che la verifica è soddisfatta.

Combinazione Frequente

Verifica a fessurazione (M^-_{min} appoggio)													
Trave	L	b	h	M^-_{min}	ΦA_s		$\Phi A'_s$		A_s	A'_s	x_e	σ_s	$\sigma_s < 160$
	[m]	[m]	[m]	[kNm]	20	14	20	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
tra_128	5.00	0.55	0.25	43.49	3	2	2	2	1250	936	82	193.51	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	33.15	5	0	4	0	1571	1257	171	51.57	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	48.41	3	2	2	2	1250	936	82	215.42	si

Verifica a fessurazione (M^+_{max} <i>mezzeria</i>)													
Trave	L	b	h	M^+_{max}	ΦA_s		$\Phi A'_s$		A_s	A'_s	x_e	σ_s	$\sigma_s < 222$
	[m]	[m]	[m]	[kNm]	20	14	20	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
tra_128	5.00	0.55	0.25	24.69	2	2	2	2	936	936	73	144.98	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	14.69	3	0	3	0	942	942	142	37.57	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	24.50	2	2	2	2	936	936	73	143.83	si

Combinazione Quasi Permanente

Verifica a fessurazione (M^-_{min} appoggio)													
Trave	L	b	h	M^-_{min}	ΦA_s		$\Phi A_s'$		A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_s<160$
	[m]	[m]	[m]	[kNm]	20	14	20	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
tra_128	5.00	0.55	0.25	41.53	3	2	2	2	1250	936	82	184.83	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	31.67	5	0	4	0	1571	1257	171	49.27	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	46.25	3	2	2	2	1250	936	82	205.82	si

Verifica a fessurazione (M^+_{max} mezzeria)													
Trave	L	b	h	M^+_{max}	ΦA_s		$\Phi A'_s$		A_s	A'_s	x_e	σ_s	$\sigma_s < 160$
	[m]	[m]	[m]	[kNm]	20	14	20	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
tra_128	5.00	0.55	0.25	23.59	2	2	2	2	936.19	936.19	73	138.50	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	14.04	3	0	3	0	942.48	942.48	142	35.90	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	23.40	2	2	2	2	936.19	936.19	73	137.40	si

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

25.3 Verifica delle tensioni di esercizio.

Lo scopo della verifica è quello di limitare per il cls le tensioni di compressione per evitare fenomeni di micro fessurazione ed effetti viscosi non trascurabili, mentre per l'acciaio le tensioni di trazione per ridurre l'apertura delle fessure.

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

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

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

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

Nel seguito vengono riportate le verifiche delle tensioni di esercizio per la travata 128-129-130 e per la pilastrata 119-219-319-419 per le combinazioni quasi permanente e caratteristica.

Combinazione Quasi Permanente

Verifica di limitazione delle tensioni (M_{min}^- appoggio)

Trave	L	b	h	M_{min}^-	A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_{s,max}$	VERIFICA	σ_c	$\sigma_{c,max}$	VERIFICA
	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
tra_128	5.00	0.55	0.25	41.53	1250	936	82	185	360	si	7.82	11.25	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	31.67	1571	1257	171	49	360	si	1.93	11.25	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	46.25	1250	936	82	206	360	si	8.70	11.25	si

Verifica di limitazione delle tensioni (M_{max}^+ mezzeria)

Trave	L	b	h	M_{max}^+	A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_{s,max}$	VERIFICA	σ_c	$\sigma_{c,max}$	VERIFICA
	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
tra_128	5.00	0.55	0.25	23.59	936	936	73	138	360	si	4.91	11.25	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	14.04	942	942	142	36	360	si	1.07	11.25	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	23.40	936	936	73	137	360	si	4.87	11.25	si

Pilastri Verifica di limitazione delle tensioni

Pilastro	Sezione	b	h	N	M_x	M_y	σ_s	$\sigma_{s,max}$	VERIFICA	σ_c	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_c < \sigma_{c,max}$
		[mm]	[mm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	verificato
pil_119	<i>pie</i>	300	600	592.25	-1.01	8.64	-	360	-	2.93	11.25	si
	<i>testa</i>	300	600	577.85	-2.70	-17.74	-	360	-	3.40	11.25	si
pil_219	<i>pie</i>	300	550	437.38	5.25	23.68	-	360	-	4.06	11.25	si
	<i>testa</i>	300	550	424.18	-5.19	-23.09	-	360	-	3.94	11.25	si
pil_319	<i>pie</i>	300	500	283.65	4.16	18.96	3.85	360	si	3.24	11.25	si
	<i>testa</i>	300	500	271.65	-5.32	-17.47	2.39	360	si	3.31	11.25	si
pil_419	<i>pie</i>	300	450	134.57	5.78	25.60	50.27	360	si	4.63	11.25	si
	<i>testa</i>	300	450	123.77	-8.20	-37.07	112.4	360	si	6.96	11.25	si

Combinazione Caratteristica

Verifica di limitazione delle tensioni (M_{min}^- appoggio)													
Trave	L	b	h	M_{min}^-	A_s	A_s^+	x_e	σ_s	$\sigma_{s,max}$	VERIFICA	σ_c	$\sigma_{c,max}$	VERIFICA
	[m]	[mm]	[m]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
tra_128	5.00	0.55	0.25	48.36	1250	936	82	282	360	si	9.10	15	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	36.84	1571	1257	171	65	360	si	2.25	15	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	53.80	1250	936	82	314	360	si	10.12	15	si

Verifica di limitazione delle tensioni (M_{max}^+ mezzeria)													
Trave	L	b	h	M_{max}^+	A_s	A_s^+	x_e	σ_s	$\sigma_{s,max}$	VERIFICA	σ_c	$\sigma_{c,max}$	VERIFICA
	[m]	[mm]	[m]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
tra_128	5.00	0.55	0.25	27.45	936	936	73	208	360	si	5.72	15	si
tra_129	4.00	0.30	0.50	16.33	942	942	142	47	360	si	1.25	15	si
tra_130	5.00	0.55	0.25	27.24	936	936	73	207	360	si	5.67	15	si

Pilastri Verifica di limitazione delle tensioni													
Pilastro	Sezione	b	h	N	M_x	M_y	σ_s	$\sigma_{s,max}$	VERIFICA	σ_c	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_c < \sigma_{c,max}$	
		[mm]	[mm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	verificato	
pil_119	piède	300	600	662.29	-0.82	10.06	-	360	-	3.40	11.25	si	
	testa	300	600	647.89	-3.89	-20.66	-	360	-	4.02	11.25	si	
pil_219	piède	300	550	489.86	6.83	27.58	-	360	-	4.68	11.25	si	
	testa	300	550	476.66	-6.80	-26.90	-	360	-	4.57	11.25	si	
pil_319	piède	300	500	318.60	5.46	22.09	2.78	360	si	3.78	11.25	si	
	testa	300	500	306.60	-6.84	-20.36	1.13	360	si	3.84	11.25	si	
pil_419	piède	300	450	151.94	7.42	29.82	62.73	360	si	5.56	11.25	si	
	testa	300	450	141.14	-10.50	-43.19	135.60	360	si	8.34	11.25	si	

26 TRAVE DI FONDAZIONE

26.1 Criteri generali di progettazione [7.2.1 – NTC]:

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale della struttura su di esse gravante.

26.2 Requisiti strutturali degli elementi di fondazione [7.2.5 – NTC]:

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico.

Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

26.3 Modellazione

Per quanto riguarda il modello di calcolo utilizzato si è fatto riferimento al metodo di Winkler (trave elastica su suolo elastico) data la sua semplicità di applicazione;

la struttura di fondazione è modellata come un graticcio di travi a T rovescio vincolato da molle di rigidezza estensionale $K=50N/cm^3$.

Per semplicità si assume che lo sforzo normale N trasferito dai pilastri alle travi si ripartisca al 50% per ciascuna direzione (x e y) (è una conseguenza di un sistema di equazioni di equilibrio e congruenza); Per i momenti flettenti invece data la differenza di rigidezza flessionale delle travi di fondazione nelle direzioni x e y si assume che il momento Mx alla base del pilastro sarà assorbito dalla trave con direzione parallela a y, mentre il momento My sarà assorbito dalla trave con direzione parallela a x.

La valutazione dei momenti flettenti agenti sulla trave di fondazione deve tener conto dell'eccentricità delle azioni taglianti alla base del pilastro rispetto al baricentro della sezione trasversale della trave di fondazione.

La norma afferma che il momento agente sulla trave di fondazione deve essere pari a:

$$\min \left\{ M_{cRdij} (N_{Edij}) \gamma_{Rd} \cdot M_{Edij}; M_{Edij}^{q=1} \right\}$$

Avendo svolto un'analisi elastica con fattore di struttura $q = 3.12$ è inutile considerare il termine $M_{Edij}^{q=1}$ in quanto sarà sicuramente maggiore delle altre quantità.

A vantaggio di sicurezza si potrà verificare se il più piccolo momento resistente sia maggiore del più grande momento sollecitante e in tal caso usare proprio il valore più grande di momento sollecitante con quantità minima tra le 3 in parentesi graffe.

Questa verifica sarà effettuata solo in corrispondenza della pilastrata progettata individualmente e se soddisfatta sarà assunta vera per tutti i pilastri convergenti sulla travata di fondazione in esame. Stesso discorso anche per le sollecitazioni da taglio.

Per semplificare i calcoli si considerano anziché 33 combinazioni di carico solamente le 8 combinazioni più gravose per la travata in questione più la combinazione fondamentale.

Si riportano di seguito la valutazione delle sollecitazioni agenti sulla travata di fondazione 028 – 029 – 030 :

Combinazioni sismiche più gravose:

E3 + 0.3 (E5; -E5; E7; -E7) ; -E3 + 0.3 (E5; -E5; E7; -E7); Fondamentale.

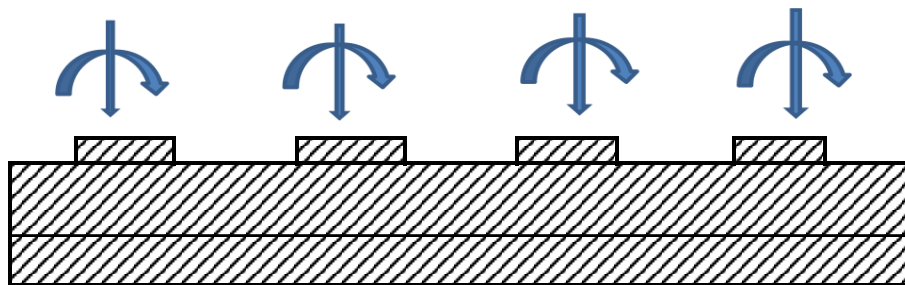
Verifica tra momento Resistente e Sollecitante

elemento	N _{MIN}	M2MAX	γ _{RD}	γ _{RD} M2 _{MAX}	Mc _{Rd}	Mc _{Rd} > γ _{RD} M2 _{MAX}
[-]	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	
pil_104-0	-521.53	83.16	1.1	91.48	171.00	si
pil_109-0	-566.48	313.00	1.1	344.30	377.00	si
pil_114-0	-559.88	313.85	1.1	345.23	377.00	si
pil_119-0	-521.31	82.94	1.1	91.23	171.00	si

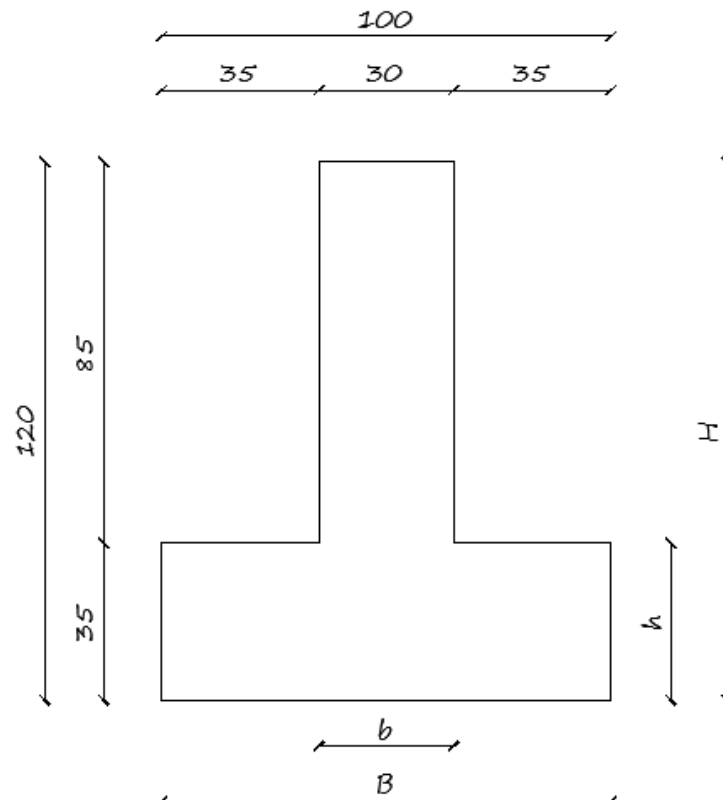
elemento	N _{MIN}	V3MAX	γ _{RD}	γ _{RD} V3 _{MAX}	Vc _{Rd}	Vc _{Rd} > γ _{RD} V3 _{MAX}
[-]	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	
pil_104-0	-521.526	34.03	1.1	37.43	345.00	si
pil_109-0	-566.477	121.76	1.1	133.94	541.00	si
pil_114-0	-559.883	122.10	1.1	134.31	541.00	si
pil_119-0	-521.309	33.93	1.1	37.32	345.00	si

Si riporta di seguito lo schema e le tabelle delle sollecitazioni agenti sulla trave di fondazione.

pil_104-0			pil_109-0			pil_114-0			pil_119-0		
combo		N	M'	N	M'	N	M'	N	M'	N	M'
		[kN]	[kNm]								
combo1	E3x+0,3E5y	-262.43	83.89	-314.09	435.73	-562.71	423.39	-330.87	117.24		
combo2	E3x-0,3E5y	-260.76	86.76	-283.24	447.72	-530.20	435.32	-330.63	120.05		
combo3	E3x+0,3E7y	-261.70	86.41	-311.94	446.40	-564.71	434.06	-331.59	119.75		
combo4	E3x-0,3E7y	-261.49	84.24	-285.39	437.05	-528.20	424.66	-329.90	117.53		
combo5	-E3x+0,3E5y	-331.68	-120.38	-563.17	-436.60	-314.45	-448.93	-261.62	-87.03		
combo6	-E3x-0,3E5y	-330.01	-117.52	-532.31	-424.61	-281.94	-437.00	-261.38	-84.22		
combo7	-E3x+0,3E7y	-330.95	-117.86	-561.02	-425.93	-316.45	-438.26	-262.35	-84.52		
combo8	-E3x-0,3E7y	-330.74	-120.03	-534.46	-435.28	-279.94	-447.67	-260.65	-86.74		
SLU	1,3*Gk+1,5*Qk	-440.65	-26.23	-653.04	8.66	-651.64	-10.60	-440.49	25.76		



Le dimensioni della trave di fondazione sono le seguenti:



26.4 Progetto e verifica a flessione

Note le nove combinazioni di carico si è analizzata la struttura e si sono tracciati i diagrammi dei momenti flettenti con relativo inviluppo. Sulla base dell'inviluppo dei diagrammi si è progettata un'armatura a flessione sia per momenti negativi (che tendono le fibre superiori) sia per momenti positivi (che tendono le fibre inferiori) con l'espressione semplificata:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} ;$$

La percentuale di armatura deve essere in accordo con i limiti imposti al Cap 4. delle NTC:

$$A_s \geq 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

nonché con la limitazione presente al paragrafo 7.2.5 relativa alle percentuali di armature per le travi e fondazione:

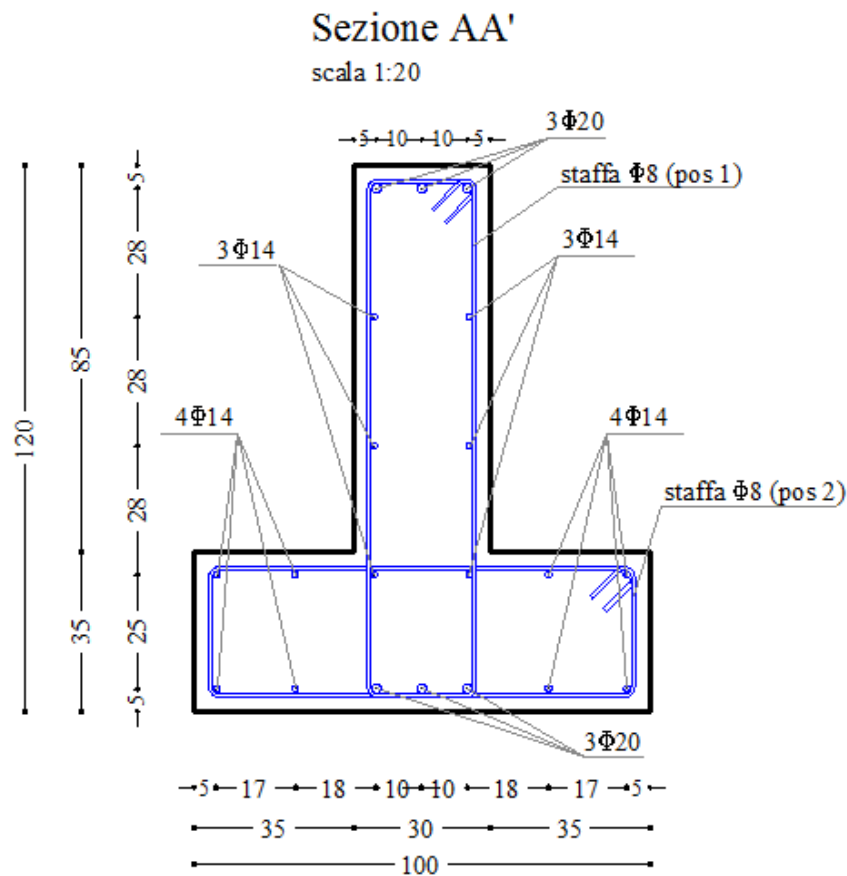
$$\rho \geq 0.2\%$$

In particolare si è assunto che:

per momenti negativi l'area di calcestruzzo corrisponde all'area della sola anima della sezione a T rovescio;

per momenti positivi l'area di calcestruzzo corrisponde all'area dell'intera sezione a T rovescio.

A seguito di queste prescrizioni si è ottenuta la seguente quantità di armatura rappresentata in una sezione tipo valida per tutta la lunghezza della trave:



La verifica a flessione è stata condotta considerando la sezione soggetta a flessione retta e valutando il suo momento resistente come momento al limite elastico (momento di snervamento), in quanto la norma prevede che le fondazioni restino in campo elastico e verificando che:

$$M_{Ed} < M_y$$

26.5 Progetto e verifica a taglio

Per quanto riguarda il progetto e la verifica a taglio per la trave di fondazione si utilizza il modello di traliccio ad inclinazione variabile con $ctg\Theta = 1 \div 2.5$ considerando i soliti limiti per armature trasversali dal Cap.4

Utilizzando la stessa procedura vista per le travi e per i pilastri si ottiene la seguente tabella riassuntiva-

Verifica a taglio Trave di fondazione											
Trave	Sez	H	b	c	ϕ staffe	s staffe	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3-1	fine	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	124.960	si
4-0	inizio	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	288.045	si
4-5	fine	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	393.514	si
5-0	inizio	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	259.831	si
5-4	fine	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	259.409	si
6-0	inizio	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	393.343	si
6-5	fine	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	288.182	si
7-0	inizio	1200	300	50	8	200	508.938	758.405	508.938	124.720	si

26.6 Verifica a fessurazione

Per le fondazioni assumono un ruolo importante le verifiche a SLE, soprattutto quella a fessurazione, in quanto la presenza di fessure inciderebbe molto sulla durabilità l'elemento strutturale trovandosi a contatto con il terreno (umido) che potrebbe facilmente corrodere le barre di armature.

A tal fine si considerano le solite combinazioni delle azioni per verifiche di fessurazione, ovvero la frequente e la quasi permanente.

Lo stato limite cui si fa riferimento è:

- Stato limite di apertura delle fessure

Con riferimento a classe d'esposizione XC2, in condizione ordinarie, con armature poco sensibili ($w_d \leq w_3$ per combo frequente; $w_d \leq w_2$ per combo quasi permanente).

La Circolare n. 617 del 02/02/2009 consente la possibilità di effettuare un calcolo semplificato (indiretto) delle aperture delle fessure valutando lo stato tensionale nelle barre d'acciaio e il loro diametro max e l'interferro max. (tab C.4.1.II; tab C.4.1.III)

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

Combinazione Frequente

Verifica a fessurazione (M_{min}^- mezzeria)													
Trave	b	h	c	M_{max}^+	ϕA_s		$\phi A_s'$		A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_s < 222.22$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	20	14	24	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
4	300	1200	50	203.35	3	0	4	0	942	1810	232	196	si
5	300	1200	50	34.72	3	0	4	0	942	1810	232	34	si
6	300	1200	50	199.16	3	0	4	0	942	1810	232	192	si

Verifica a fessurazione (M_{max}^+ appoggio)													
Trave	b	h	c	M_{max}^+	ϕA_s		$\phi A_s'$		A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_s < 204.44$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	24	14	20	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
3	300	1200	50	52.10	4	0	3	0	1810	942	344	27	si
4	300	1200	50	34.31	4	0	3	0	1810	942	344	18	si
4	300	1200	50	176.63	4	0	3	0	1810	942	344	92	si
5	300	1200	50	182.50	4	0	3	0	1810	942	344	95	si
5	300	1200	50	181.89	4	0	3	0	1810	942	344	95	si
6	300	1200	50	174.70	4	0	3	0	1810	942	344	91	si
6	300	1200	50	34.53	4	0	3	0	1810	942	344	18	si
7	300	1200	50	52.01	4	0	3	0	1810	942	344	27	si

Combinazione Quasi Permanente

Verifica a fessurazione (M_{min}^- mezzeria)

Trave	b	h	c	M_{max}^+	ΦA_s		$\Phi A_s'$		A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_s < 222.22$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	20	14	24	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
4	300	1200	50	198.63	3	0	4	0	942	1810	232	192	si
5	300	1200	50	39.66	3	0	4	0	942	1810	232	38	si
6	300	1200	50	194.85	3	0	4	0	942	1810	232	188	si

Verifica a fessurazione (M_{max}^+ appoggio)

Trave	b	h	c	M_{max}^+	ΦA_s		$\Phi A_s'$		A_s	A_s'	x_e	σ_s	$\sigma_s < 204.44$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	24	14	20	14	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	verificato
3	300	1200	50	46.07	4	0	3	0	1810	942	344	24	si
4	300	1200	50	30.79	4	0	3	0	1810	942	344	16	si
4	300	1200	50	134.32	4	0	3	0	1810	942	344	70	si
5	300	1200	50	139.38	4	0	3	0	1810	942	344	73	si
5	300	1200	50	138.87	4	0	3	0	1810	942	344	72	si
6	300	1200	50	132.68	4	0	3	0	1810	942	344	69	si
6	300	1200	50	30.98	4	0	3	0	1810	942	344	16	si
7	300	1200	50	45.99	4	0	3	0	1810	942	344	24	si