



Università di Pisa  
Scuola di Ingegneria

---

Corso di Ingegneria Strutturale e Edile

Progetto di Tecnica delle Costruzioni 1

## Relazione Tecnica

Progetto di una struttura in acciaio con elementi sismo-resistenti in c.a

Studente:  
Domenico Gaudioso

Docenti:  
Prof. Ing. Maurizio Froli  
Ing. Francesco Laccone  
Ing. Linda Geresini

Revisore:  
Ing. Agnese Natali

A. A. 2017/2018



# Indice

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Materiali</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Analisi dei Carichi</b>	<b>6</b>
3.1	Peso degli elementi strutturali e portati . . . . .	6
3.1.1	Solaio di interpiano . . . . .	6
3.1.2	Solaio di copertura . . . . .	7
3.1.3	Tramezzature interne . . . . .	8
3.1.4	Tramezzature esterne . . . . .	9
3.1.5	Parapetto . . . . .	9
3.2	Sovraccarichi . . . . .	10
3.3	Azioni della Neve . . . . .	11
3.3.1	Valutazione dei parametri calcolati per definire l'azione . . .	11
3.3.2	Calcolo dell'azione . . . . .	12
3.4	Azione del Vento . . . . .	12
3.4.1	Parametri calcolati per definire l'azione . . . . .	13
3.4.2	Pressione del vento . . . . .	14
3.5	Azione Sismica . . . . .	14
3.5.1	accelerazione massima attesa al suolo . . . . .	14
3.5.2	Spettro elastico in accelerazione per SLV e SLD . . . . .	15
3.5.3	Definizione del parametro q . . . . .	16
3.5.4	Spettro di progetto . . . . .	18
3.6	Combinazioni delle azioni . . . . .	18
<b>4</b>	<b>Predimensionamento</b>	<b>20</b>
4.1	Predimensionamento solaio . . . . .	20
4.2	Predimensionamento travi secondarie . . . . .	20
4.3	Predimensionamento travi principali . . . . .	21
4.4	Predimensionamento travi di bordo . . . . .	22
4.5	Predimensionamento pilastri . . . . .	23
4.6	Centro di massa e centro di rigidezza . . . . .	23
4.6.1	Calcolo del centro di massa . . . . .	24
4.6.2	Calcolo del centro di rigidezza . . . . .	25
4.7	Analisi statica lineare . . . . .	26

<b>5</b>	<b>Modellazione della struttura</b>	<b>29</b>
5.1	Descrizione del modello numerico . . . . .	29
5.2	Analisi Modale . . . . .	30
5.3	Analisi dinamica lineare . . . . .	32
5.3.1	Confronto dei risultati . . . . .	32
5.4	Effetti delle non linearità geometriche . . . . .	33
<b>6</b>	<b>Progetto e verifica dei setti</b>	<b>34</b>
6.1	limitazioni normative . . . . .	34
6.2	Progetto e verifica allo SLV . . . . .	35
6.2.1	Verifica a Presso-flessione . . . . .	35
6.2.2	Verifica a taglio . . . . .	38
6.2.3	Verifica a compressione . . . . .	41
6.3	verifica allo SLD . . . . .	41
<b>7</b>	<b>Verifiche degli elementi strutturali in acciaio</b>	<b>43</b>
7.1	Verifiche allo SLU . . . . .	43
7.2	Pilastro HE 240 A . . . . .	43
7.3	Trave secondaria IPE 240 . . . . .	44
7.4	Trave principale IPE 300 . . . . .	45
7.5	Trave di bordo IPE 300 . . . . .	46
7.6	Verifiche allo SLE . . . . .	47
7.6.1	Verifica trave secondaria IPE 240 . . . . .	47
7.6.2	Verifica trave principale IPE 300 . . . . .	47
7.6.3	Verifica trave di bordo IPE 300 . . . . .	47
7.6.4	Verifica spostamenti laterali . . . . .	47
<b>8</b>	<b>Collegamenti</b>	<b>48</b>
8.1	Collegamento trave principale - piattabanda pilastro . . . . .	49
8.2	Collegamento trave di bordo - piattabanda pilastro . . . . .	53
8.3	Collegamento putrella - trave principale . . . . .	54
8.4	Collegamento trave secondaria-pilastro . . . . .	56
8.5	collegamento trave di bordo-pilastro (anima) . . . . .	58
8.6	collegamento colonna-colonna . . . . .	59
8.7	collegamento colonna-fondazione . . . . .	60
8.8	collegamento trave-setti . . . . .	63
8.8.1	collegamento IPE 300-setto . . . . .	64
8.8.2	collegamento IPE 240-setto . . . . .	65
8.9	collegamento solaio-setto . . . . .	66
<b>9</b>	<b>Fondazioni</b>	<b>68</b>
9.1	Predimensionamento per Carico Limite . . . . .	68
9.1.1	Verifica . . . . .	69
9.2	Stima della k di Winkler . . . . .	70
9.3	Progetto e verifica del plinto . . . . .	70
9.3.1	verifica taglio/punzonamento . . . . .	71
9.4	Progettazione della trave di collegamnto . . . . .	72
9.4.1	Progettazione dell'armatura longitudinale . . . . .	72
9.4.2	Progettazione dell'armatura a taglio . . . . .	73

---

9.5	Fondazione setti . . . . .	73
9.5.1	limiti normativi . . . . .	74
9.5.2	Verifica a Momento flettente (SLU) . . . . .	75
9.5.3	Verifica a Taglio (SLU) . . . . .	75
9.5.4	Verifica a Momento flettente (SLV) . . . . .	78
9.5.5	Verifica a Taglio (SLV) . . . . .	79
9.5.6	Disposizione armature . . . . .	79
9.6	Verifica dei Cedimenti . . . . .	79
9.7	Verifica dei Cedimenti differenziali . . . . .	81

# Capitolo 1

## Introduzione

La seguente relazione si riferisce alla progettazione strutturale di un edificio di 3 piani destinato alla civile abitazione, con altezza d'interpiano di 3.5 m.

L'edificio si trova nel comune di Lucca e poggia su un terreno di categoria C.

La struttura presenta telai in acciaio e controventi in cemento armato ai quali si affidano le forze generate da eventuali eventi sismici.

Il solaio scelto per il progetto è in lamiera grecata in acciaio con getto collaborante.

Per il supporto sono state inserite delle putrelle ad interasse  $i=2$  m ed aventi le stesse dimensioni delle travi secondarie (IPE 240); Il solaio di copertura sarà realizzato analogamente rispetto agli altri solai, in quanto la copertura è praticabile.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione, è prevista la realizzazione di plinti sotto le colonne d'acciaio e fondazione nastriforme per gli elementi in c.a (Setti).

La pianta ha la forma di una T ed è rappresentata in figura 1.1.

I calcoli e le verifiche seguono la normativa attualmente vigente in Italia.

- **D.M. 17/01/2018 – "Norme tecniche per le costruzioni";**

E conformemente a quanto previsto dal capitolo 12 della seguente e si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici:

- **EN 1993 3 – EUROCODICE 3.**

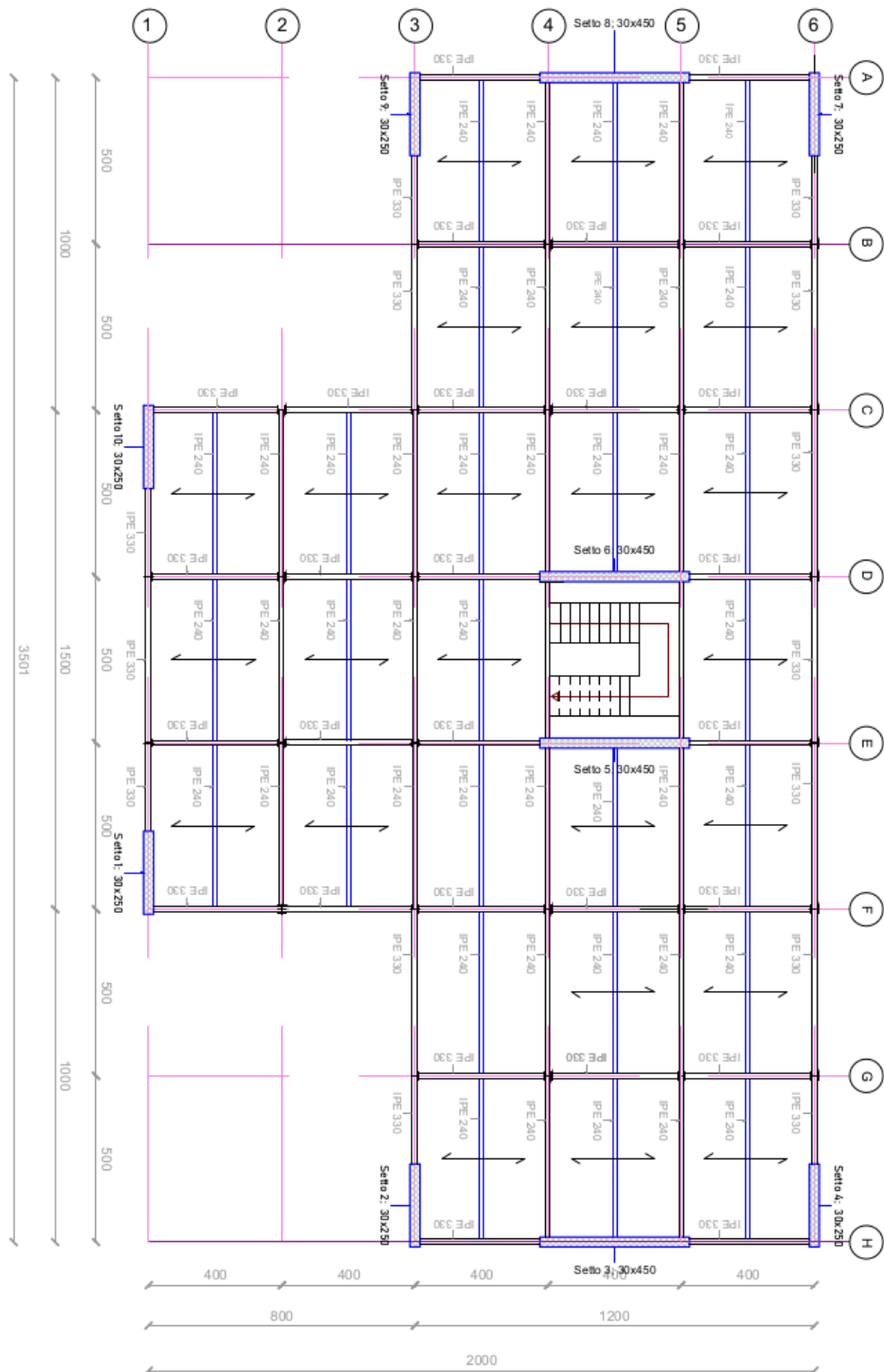


Figura 1.1: Pianta edificio

# Capitolo 2

## Materiali

- Acciaio da carpenteria **S235**

- $f_{yk} \geq 235 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Tensione caratteristica di snervamento”;
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 450/1.05 \cong 220 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Tensione di snervamento di progetto”;
- $E_s = 210000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Modulo elastico”;

- Calcestruzzo **C25/30**

- $R_{ck} = 30 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Resistenza caratteristica cubica”;
- $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0,8 = 25 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Resistenza caratteristica a compressione”;
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot 25/1.5 = 14.16 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Resistenza di calcolo a compressione”, dove:
  - $\Rightarrow \gamma_c$  - [§ 3.1.6(1) EC2 e § 2.4.2.4(1) EC2];
  - $\Rightarrow \alpha_{cc}$  - [§ 4.1.2.1.1.1 NTC18];
- $E_c = 22000 \cdot (\frac{f_{ck}+8}{10})^{0.3} \cong 27931,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Modulo elastico secante”;

- Calcolo copriferro setti;

- \* Classe di Esposizione (Prospetto 4.1 EC2) - Corrosione indotta da Carbonatazione – XC4

Da questa classe di esposizione deriva il calcolo del copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove  $c_{min}$  e  $\Delta c_{dev}$  sono definiti nell'EC2 e nel nostro caso si ha:

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ [mm]}$$

- Calcolo copriferro fondazione;

- \* Classe di Esposizione (Prospetto 4.1 EC2) - Corrosione indotta da Carbonatazione – XC2

si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ [mm]}$$



- Acciaio per armature **B450C**
  - $f_{yk} \geq 450 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Tensione caratteristica di snervamento”;
  - $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1.15 \cong 391 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  – “Tensione di snervamento di progetto”;
  - $E_s = 200000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ – “Modulo elastico”;

# Capitolo 3

## Analisi dei Carichi

### 3.1 Peso degli elementi strutturali e portati

In questa sezione saranno valutati il **carico permanente strutturale "G1"** e il **carico permanente non strutturale "G2"** dei vari elementi che costituiscono la nostra struttura. Come valore dei pesi per unità di volume dei materiali sono stati adottati quelli suggeriti dalla norma [Tabella 3.1.I – NTC18].

In questa trattazione non saranno valutati i pesi degli elementi strutturali come le travi, i pilastri e i setti poichè il peso proprio di questi elementi viene calcolato in automatico dal software SAP2000 utilizzato per analizzare la nostra struttura.

#### 3.1.1 Solaio di interpiano

Il solaio in esame è un solaio in lamiera grecata ITPH55-BETON con altezza di 10 cm, sul quale vengono poggiati uno strato costituito da malta di allettamento con altezza 3 cm sul quale viene infine posata la pavimentazione di circa 2 cm di spessore. La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è effettuata facendo riferimento ad un mq di solaio.

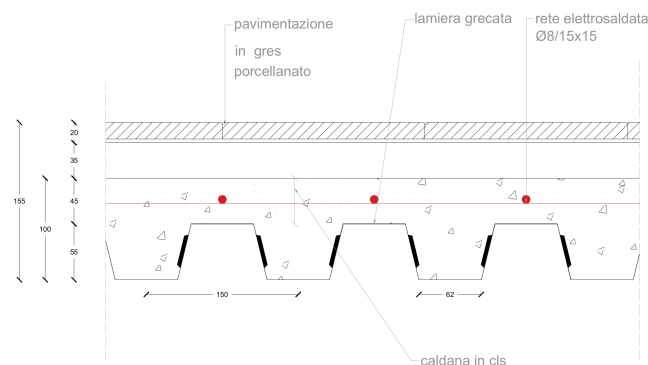


Figura 3.1

I calcoli effettuati per determinare G1 e G2 del solaio di interpiano sono riassunti nella figura 3.2

peso specifico acciaio	78,5	KN/m <sup>3</sup>
Spessore lamiera	0,001	m
interasse	0,75	m
peso specifico cls	25	KN/m <sup>3</sup>
spessore caldana	0,045	m
peso specifico malta	18	KN/m <sup>3</sup>
spessore massetto	0,035	m
peso specifico pavimentazione	20	KN/m <sup>3</sup>
spessore pavimentazione	0,02	m
A <sub>nervatura</sub>	0,00413	m <sup>2</sup>
V <sub>sezione nervatura</sub>	0,00413	m <sup>3</sup> /nervatura
i	0,15	m
n°nervature in 1 m	6,67	
V <sub>cls-nervature</sub>	0,0275	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
V <sub>caldana</sub>	0,045	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
V <sub>tot</sub>	0,0725	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
<b>P.P. lamiera</b>	<b>0,105</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. cls</b>	<b>1,81</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G1</b>	<b>1,92</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. massetto</b>	<b>0,63</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. pavimento</b>	<b>0,4</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. impianti</b>	<b>0,1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2</b>	<b>1,13</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 3.2

### 3.1.2 Solaio di copertura

Il solaio di copertura ha la stessa struttura del solaio di interpiano, ma a differenza di questo, è stato aggiunto un strato di isolamento termico di spessore pari a 5 cm, sul quale poggia un massetto delle pendenze di 7,5 cm, a sua volta ricoperto da una guaina impermeabilizzante e da una malta di allettamento per la posa dei pavimenti di spessore pari a 2 cm.

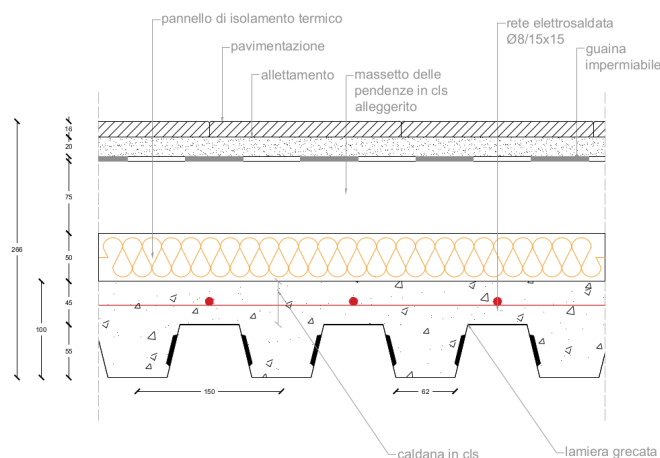


Figura 3.3

Per il calcolo del carico G1 si può fare riferimento alla Figura 3.2 poichè la parte strutturale è uguale al solaio di interpiano. Viene quindi riportato nella figura 3.4 il calcolo del carico G2.

<b>G1</b>	<b>1,92</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
spessore isolante termico	0,05	m
Peso cls alleggerito	16	KN/m <sup>3</sup>
spessore massetto pendenze	0,07	m
Spessore impermeabilizzante	0,005	m
peso specifico cls leggero		KN/m <sup>3</sup>
Spessore allettamento	0,02	m
<b>P.P. isolante termico</b>	<b>0,05</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. massetto delle pendenze</b>	<b>1,12</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. impermeabilizzante</b>	<b>0,1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. sottofondo di allettamento</b>	<b>0,32</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. pavimentazione</b>	<b>0,4</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. impianti</b>	<b>0,1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2</b>	<b>2,09</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 3.4

### 3.1.3 Tramezzature interne

Il peso degli elementi divisori interni, chiamati anche tramezzature, è valutato in accordo a quanto indicato nelle NTC18 al §3.1.3, che prevede l'adozione di un carico equivalente uniformemente distribuito  $g_2$  in kN/m<sup>2</sup> piuttosto che l'effettivo carico (kN/m) agente sugli allineamenti dove poggiano le tramezzature.

Il tramezzo è costituito da laterizi forati e rivestiti sulle due facce da intonaci di malta come in Figura 3.5.

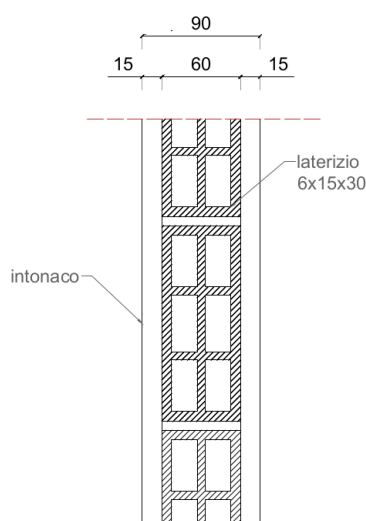


Figura 3.5

$\gamma_{\text{laterizio}}$	9	KN/m <sup>3</sup>
$\text{spessore}_{\text{laterizio}}$	0,06	m
$\gamma_{\text{malta}}$	18	KN/m <sup>3</sup>
$\text{spessore}_{\text{intonaco}}$	0,015	m
Altezza tramezzi	3,24	m
<b>P.P. laterizio</b>	<b>0,54</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P.P. intonaco</b>	<b>0,54</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>1,08</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2</b>	<b>3,50</b>	<b>KN/m</b>
<b>g<sub>2</sub></b>	<b>1,6</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 3.6

Per determinare il peso al metro lineare, il peso al m<sup>2</sup> va moltiplicato per l'altezza del tramezzo, dipendente dall'interpiano netto dei solai. Nel caso in

esame, si considera un interpiano pari a 3,50 m ed uno spessore totale del solaio pari a 0,30 m. Secondo quanto previsto al §3.1.3 delle NTC18, il valore di  $g_2$  corrisponde al nostro caso è 1,6  $[KN/m^2]$ .

I valori dei calcoli sono indicati in Figura 3.6.

### 3.1.4 Tramezzature esterne

Per i tramezzi esterni si considera una tamponatura "a sandwich". Essa è costituita da una parete esterna di laterizi forati ad una testa o blocchetti forati leggeri, una fodera interna di forati con interposto isolante termico, rivestite sulle due facce esposte da intonaci di malta e all'esterno da rivestimenti protettivi come raffigurato in Figura 3.7.

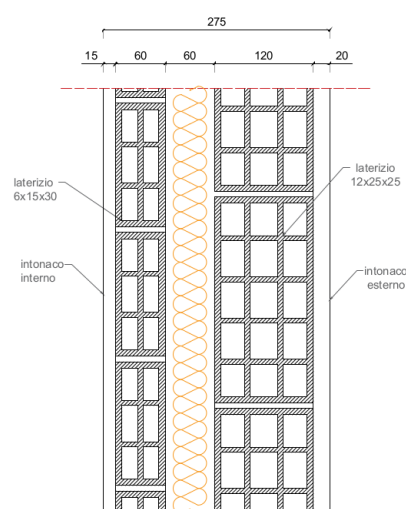


Figura 3.7

Il carico in questione è in  $KN/m$  e sarà applicato sulle travi perimetrali della struttura.

### 3.1.5 Parapetto

Poichè in questo progetto la copertura è praticabile, sulle travi perimetrali agirà un carico che deriva dal peso del parapetto.

Per essere a favore di sicurezza abbiamo considerato come parapetto un muretto pieno in laterizio alto 1,1 m.

$V_{laterizio}$	9	$\text{KN/m}^3$
$S_{laterizio}$	0,06	m
$S_{parete \text{ in laterizio}}$	0,12	m
$Y_{malta}$	18	$\text{KN/m}^3$
$S_{intonaco}$	0,015	m
$Y_{malta-cementizia}$	22	$\text{KN/m}^3$
$S_{intonaco \text{ esterno}}$	0,025	m
Altezza tramezzi	3,2	m
<b>P.P<sub>laterizi forati</sub></b>	<b>1,62</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>intonaco interno</sub></b>	<b>0,27</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>intonaco esterno</sub></b>	<b>0,55</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>isolante termico</sub></b>	<b>0,09</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>cortina di laterizio</sub></b>	<b>0,35</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>2,88</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P<sub>tot al m</sub></b>	<b>9,22</b>	<b><math>\text{KN/m}</math></b>
<b>G2</b>	<b>9,22</b>	<b><math>\text{KN/m}</math></b>

Figura 3.8

$V_{laterizio}$	9	$\text{KN/m}^3$
$S_{laterizio}$	0,12	m
$Y_{malta-cementizia}$	22	$\text{KN/m}^3$
$S_{intonaco \text{ esterno}}$	0,02	m
$S_{intonaco \text{ interno}}$	0,015	m
$H_{parapetto}$	1,1	m
<b>P.P<sub>laterizi forati</sub></b>	<b>1,08</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>intonaci</sub></b>	<b>0,77</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>struttura metallica</sub></b>	<b>0,15</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>cortina in laterizio</sub></b>	<b>0,35</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>2,35</b>	<b><math>\text{KN/m}^2</math></b>
<b>P.P<sub>parapetto al metro</sub></b>	<b>2,6</b>	<b><math>\text{KN/m}</math></b>
<b>G2</b>	<b>2,6</b>	<b><math>\text{KN/m}</math></b>

Figura 3.9

## 3.2 Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$ ;
- carichi verticali concentrati  $Q_k$ ;
- carichi orizzontali lineari  $H_k$ .

come descritto al §3.1.4 delle NTC18.

I valori nominali e/o caratteristici di  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati per le diverse categorie d'uso nella Tab. 3.1.II al §3.1.4 delle NTC18.

Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Nel nostro caso, poiché la nostra struttura è residenziale, ricade in Cat.A ed avremo i valori indicati in Figura 3.10.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

Figura 3.10

Tali valori sono identici per il piano di copertura, poichè praticabile.

### 3.3 Azioni della Neve

Come definito al 3.4.1. NT18, il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- $\mu$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.

#### 3.3.1 Valutazione dei parametri calcolati per definire l'azione

##### Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Come definito al 3.4.2. NT18, Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni di normativa cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1 al 3.4.2. NT18. Poichè il nostro sito ricade in **ZONA 2** con altitudine  $a_s = 545 \text{ m.s.l.m} > 200 \text{ m}$  devo utilizzare la seconda espressione della formula [3.4.4] definita al 3.4.2. NT18 e di seguito richiamata:

$$q_{sk} = 0.85 \cdot [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$$

### Coefficiente di forma della copertura

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II al 3.4.3.1 NT18, essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. Nel nostro caso poichè la nostra copertura è piana, ricade nella fascia in cui  $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ , ne corrisponde una  $\mu_1 = 0.8$ .

### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. La Tab. 3.4.I fornita dalla NT18 al 3.4.4 ci da diversi valori del coefficiente di esposizione in base alla zona topografica dove la costruzione è ubicata.

Nel nostro caso si ipotizza di trovarci in una area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

A tale descrizione corrisponde una topografia normale e una  $C_E = 1.0$ .

### Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Per quanto definito al 3.4.5 NT18, In assenza di uno specifico e documentato studio, il valore di  $C_t$  deve essere posto uguale a 1.

## 3.3.2 Calcolo dell'azione

Il calcolo è sintetizzato dalla Figura 3.11.

Carico neve		
$q_{sk}(\text{Lucca})$	1	KN/m <sup>2</sup>
$\mu_1$	0,8	
$C_E$	1	
$C_t$	1	
$q_s(\text{Carico Neve})$	0,8	KN/m <sup>2</sup>

Figura 3.11

## 3.4 Azione del Vento

Per valutare l'azione del vento sulle costruzioni usuali, si ricorre alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3 delle NTC18. Di seguito sarà descritto brevemente il procedimento di normativa utilizzato.



### 3.4.1 Parametri calcolati per definire l'azione

- **velocità base di riferimento** -  $v_b$  (è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo, riferito ad un periodo di ritorno  $TR = 50$  anni);

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

- $v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC18. in funzione della zona in cui sorge la costruzione. Poichè il nostro sito è situato in **ZONA 3**:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

- $c_a$  è il coefficiente di altitudine e poichè l'altitudine del nostro sito è minore del parametro  $a_0$  definito dalla Tab. 3.3.I delle NTC18 è possibile assumere  $c_a = 1$

Ne deriva che:

$$v_b = 27 \cdot 1 = 27 \text{ m/s}$$

- **velocità di riferimento** -  $v_r$  (è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo, riferito al periodo di ritorno di progetto  $TR$ );

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

- $v_b$  è la velocità base di riferimento precedentemente calcolata;
- $c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $TR$ . Nel nostro caso assumiamo  $TR = 50$  a cui corrisponde  $c_r = 1$  come descritto al §3.3.2. delle NTC18.

Ne deriva che:

$$v_r = 27 \cdot 1 = 27 \text{ m/s}$$

- **pressione cinetica di riferimento** -  $q_r$ :

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

- $v_r$  è la velocità di riferimento precedentemente calcolata;
- $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ . Esprimendo  $\rho$  in  $\text{kg/m}^3$  e  $v_r$  in  $\text{m/s}$ ,  $q_r$  risulta espresso in  $\text{N/m}^2$ .

Ne deriva che:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 455.63 \text{ N/m}^2$$

- **coefficiente di esposizione** -  $c_e$ , dipende dall'altezza  $z$  sul suolo dal punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Nel nostro caso abbiamo valutato il nostro sito ricadente in **ZONA 6** con una distanza in linea d'aria dal mare sui 30 m (Fig.3.3.2 §3.3.7 NT18) ed ipotizzato una classe A per la rugosità del terreno (Tab. 3.3.II §3.3.7 NT18). quindi, ancora dalla Tab. 3.3.II §3.3.7 NT18 abbiamo:

- $K_r = 0.23$  ;
- $z_0 = 0.70 \text{ m}$ ;
- $z_{min} = 12 \text{ m}$ ;

e poichè ci troviamo nel caso in cui  $z < z_{min}$   $c_e$  definito dall'equazione 3.3.7 della NT18 risulta:

$$c_e = 1.48$$

- **coefficiente di pressione -  $c_p$**   
dalle tabelle della circolare si ottiene:  $c_p = 1$  per pareti sopravento;  $c_p = 0.6$  per pareti sottovento.

### 3.4.2 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

come definito al 3.3.4. NT18.  
dove:

- $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento precedentemente calcolata;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione precedentemente calcolato;
- $c_p$  è il coefficiente di pressione di cui i valori sono in figura ??;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico.

Per quanto definito:

$$p = 455.63 \cdot 1.48 \cdot c_p \cdot 1 = c_p \cdot 674.33 \text{ N/m}^2 = c_p \cdot 0.67 \text{ KN/m}^2$$

e sostituendo i valori del coefficiente di pressione si ottiene:

$$p_{sopravento} = 674.33 \text{ N/m}^2$$

$$p_{sottovento} = 540.03 \text{ N/m}^2$$

## 3.5 Azione Sismica

### 3.5.1 accelerazione massima attesa al suolo

Dai dati accelerometrici forniti dalla Regione Toscana, per il nostro sito, Lucca (LU), si ha un'accelerazione massima attesa al suolo di  $a_g = 0,130g$ .

### 3.5.2 Spettro elastico in accelerazione per SLV e SLD

Lo spettro elastico in accelerazione sarà valutato come definito nel paragrafo 3.2.3. della NT18.

I parametri utilizzati per valutare lo spettro di risposta sono i seguenti:

- Vita nominale :  $V_n = 50$  (costruzione ordinaria);
- Categoria sottosuolo: C (dato fornito dal tema progettuale);
- Categoria topografica: T1 (pianeggiante).

Di seguito, sono riportati i risultati per il nostro caso in esame per cui risulta trascurabile la componente verticale dello spettro di risposta elastico.

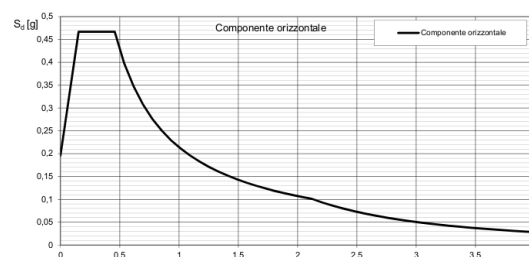


Figura 3.12: componente orizz. dello spettro di risposta per SLV

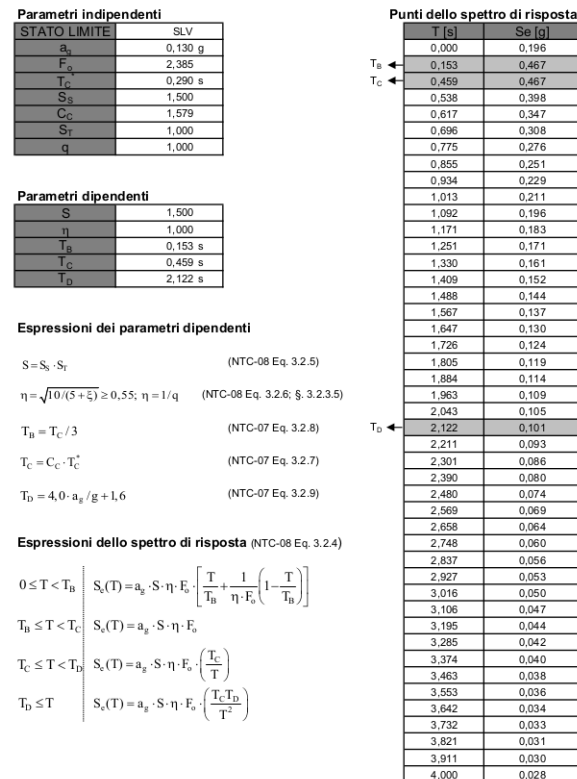


Figura 3.13: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV

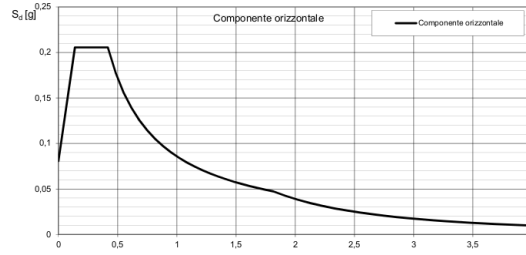


Figura 3.14: componente orizz. dello spettro di risposta per SLD

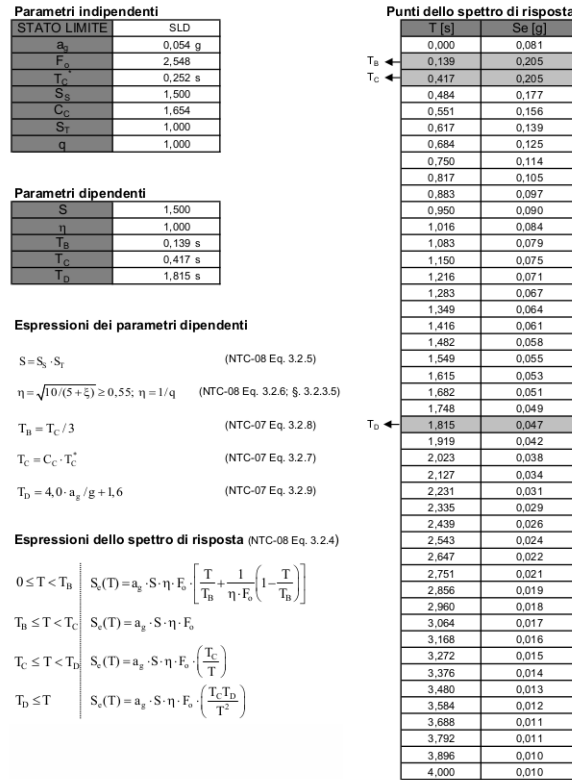


Figura 3.15: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD

### 3.5.3 Definizione del parametro $q$

$q$  è il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica che dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità dei materiali.

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in altezza e del numero di piani è possibile determinare il limite superiore del fattore di comportamento relativo allo SLV, e calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot k_r$$

dove:

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  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;

- $\alpha_u$  è la forza in corrispondenza della quale si ha il collasso della costruzione;
- $\alpha_1$  è la forza dell'azione sismica in corrispondenza della quale si ha la formazione della prima cerniera plastica;
- $k_r$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Da quanto definito dalla NTC18 al 7.4.3, il nostro edificio si definisce come una struttura equivalente a pareti (poichè la forza orizzontale è affidata alle pareti), regolare in pianta ma non in altezza, dunque, possiamo assumere  $k_r = 0.8$  e  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$ .

Riferendoci alla tabella § 7.4.3.2 NT18, per una struttura a pareti con classe di duttilità B  $q_0$  è definito come:

$$q_0 = 3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

$$\text{nel nostro caso diventa } \Rightarrow q_0 = 3.0 \cdot 1.2 = 3.6$$

Possiamo quindi calcolare  $q_{lim}$ :

$$q_{lim} = 3.6 \cdot 0.8 = 2.88$$

### Verifica che la domanda allo SLV sia maggiore di quella allo SLD

Per quanto definito dalla NTC18 al 7.3.1:

*"qualora la domanda in resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD."*

Affinchè la domanda allo SLV risulti maggiore di quella allo SLD, il  $q$  calcolato prima, deve risultare inferiore a quello risultante da:

$$q = q_{ND} \frac{S_A(T_1)^{SLV}}{S_A(T_1)^{SLD}}$$

dove:

$$q_{ND} = \min\left[\frac{2}{3}q_{max}(\text{CD}^{\text{B}}); 1.5\right]$$

Si assume  $q_{ND} = 1.5$  poichè :

$$q_{ND} = \frac{2}{3}q_{max}(\text{CD}^{\text{B}}) = 1.92 > 1.5$$

Per valutare  $S_A(T_1)^{SLV}$  e  $S_A(T_1)^{SLD}$  dobbiamo far riferimento agli spettri definiti precedentemente. Per quanto riguarda il periodo, si fa riferimento  $T_{1x} = 0.33$  calcolato nell'analisi modale. Pertanto:

$$T_B < T = 0.33 < T_C \longrightarrow \begin{cases} S_A(T_{1x}) = 0.467[g] & \text{SLV} \\ S_A(T_{1x}) = 0.205[g] & \text{SLD} \end{cases}$$

Posso ora dare una valutazione del parametro  $q$ :

$$q = 1.5 \frac{0.467}{0.205} = 3.41$$

Il nostro fattore di struttura  $q$  dovrà essere il minimo tra quelli trovati, si assumerà perciò:

$$q = q_{lim} = 2.88$$

### 3.5.4 Spettro di progetto

Una volta definito il parametro  $q$ , possiamo abbattere lo spettro di risposta elastico, ottenendo lo spettro di progetto per SLV come riportato in figura 3.16.

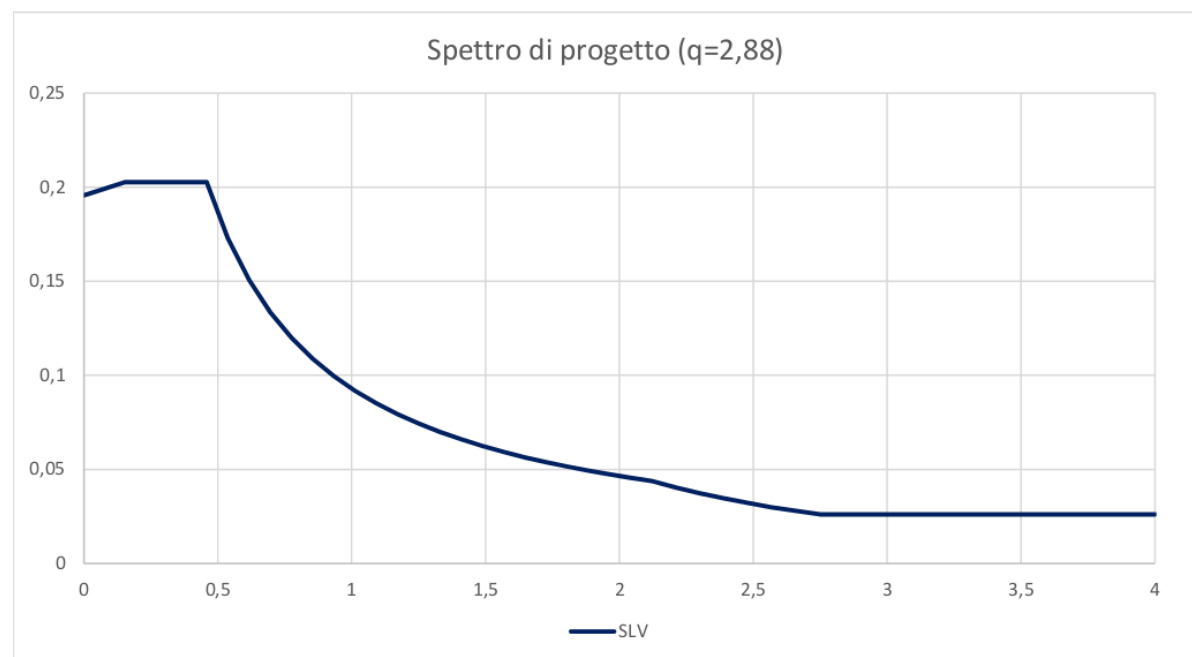


Figura 3.16: Spettro di progetto per SLV

## 3.6 Combinazioni delle azioni

### Coefficienti di sicurezza

Con riferimento alla Tab. 2.6.I del paragrafo §2.6.1. NT18, i valori dei coefficienti di sicurezza utilizzati per il nostro caso sono sintetizzati in Tabella 3.1.

	Coefficiente	Favorevole	Sfavorevole
Carichi permanenti strutturali	$\gamma_{G1}$	1	1.3
Carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	0.8	1.5
Carichi variabili	$\gamma_{Qi}$	0.0	1.5

Tabella 3.1: Valori dei coefficienti di sicurezza

### Coefficienti di combinazione

Con riferimento alla Tab. 2.5.I del paragrafo §2.5.2. NT18, i valori dei coefficienti di combinazione utilizzati per il nostro caso sono sintetizzati in Tabella 3.2.

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
<b>Categoria B - Uffici</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Categoria I – Coperture praticabili</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Vento</b>	0.6	0.2	0.0
<b>Neve (a quota <math>\leq 1000</math> m s.l.m.)</b>	0.5	0.2	0.0

**Tabella 3.2:** Valori dei coefficienti di combinazione

### combinazioni adottate

Delle combinazioni definite al §2.5.3. NT18, sono state adottate le seguenti:

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

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

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

$$G1 + G2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) con effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G1 + G2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

# Capitolo 4

## Predimensionamento

### 4.1 Predimensionamento solaio

Il solaio scelto, del tipo ITPH55-BETON con H=10cm, prodotto dall'azienda Italpannelli è stato predimensionato in base alle schede tecniche riportate dall'azienda stessa.

Nella figura 4.1 il testo evidenziato riporta il massimo carico che il nostro solaio può sopportare.

In base all'orditura scelta, la luce del nostro solaio è di 2m ed il carico di esercizio variabile è  $q = (G2 + Q) \cdot 1.5 = 7.095 \text{ KN/mq} = 723,48 \text{ kg/mq}$  che risulta inferiore al valore fornito dalla scheda tecnica, pari a 1570 kg/mq.


H Spessore soletta / Thickness composite floor	S Spessore lamiera / Steel thickness	Peso soletta / Weight composite floor	Luce massima in fase di getto / Max span during concrete casting m			Larghezza efficace appoggio: 50 mm Working width support: 50 mm																			
																									
	mm	Kg./m²	2 app	3 app	4 app	l=m	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
100 mm	0,7	185,1	2,25	2,00	2,00	q = Kg./m²	2105	1560	1200	950	765	630	520	435	370	310	265	225	190						
	0,8	186,1	2,50	2,25	2,25		2235	1720	1320	1045	845	690	575	480	405	345	295	250	215						
T <sub>u,Rd</sub> 0,091 N/mm²	1,0	188,3	2,75	2,75	3,00		2215	1875	1570	1240	1000	820	680	570	480	410	350	300	260						
	1,2	190,4	3,00	3,25	3,25		2200	1860	1605	1405	1145	940	780	655	555	475	405	350	300						
	1,5	193,8	3,25	3,75	3,75	2170	1835	1585	1385	1230	1105	930	780	650	565	485	420	360							

Figura 4.1: Tabelle portate del solaio fornite da ITALPANNELLI

### 4.2 Predimensionamento travi secondarie

Lo schema di calcolo adottato è quello della figura 4.2 appoggiata avente una luce di 5 m su cui gravano i carichi G1, G2 e Q tutti relativi ad un'area di competenza di 2 m. In questa fase sono state effettuate alcune verifiche speditive al fine di valutare l'adeguatezza del profilo scelto nei confronti della resistenza a flessione e della freccia.



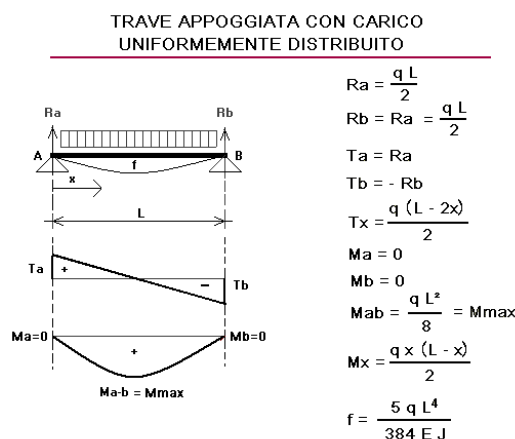


Figura 4.2: CDS trave appoggiata con carico distribuito

- Verifica a flessione

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot (G1) + 1.5 \cdot (G2 + Q) = 9.6 \text{ KN/mq} \cdot 2 = 19.2 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{19.2 \cdot 5^2}{8} = 60 \text{ KNm}$$

$$W_{min} = \frac{M_{max}}{f_{yd}} = \frac{60 \cdot 1000^2}{224} = 267.50 \text{ cm}^3$$

Si sceglie di utilizzare un profilo IPE 240 avente  $W_{el} = 324 \text{ cm}^3$

- Verifica della freccia

$$q_{SLE} = G1 + G2 + Q = 6.65 \text{ KN/mq} \cdot 2 = 13.30 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot 13.30 \cdot 10^6 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 6.62 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

### 4.3 Predimensionamento travi principali

Lo schema di calcolo adottato è quello della figura 4.3 appoggiata avente una luce di 4 m su cui grava il carico concentrato dovuto alla reazione delle travi secondarie collegate in mezzzeria. Le verifiche sono le stesse effettuate per le travi secondarie.

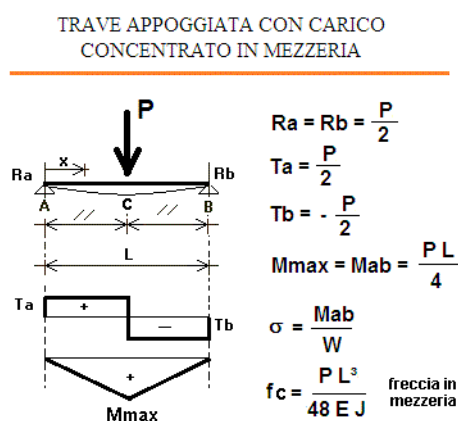


Figura 4.3: CDS trave appoggiata con carico concentrato

- **Verifica a flessione**

$$P_{SLU} = 48.9 \cdot 2 = 97.8 \text{ KN}$$

dovuto alla somma delle reazioni vincolari di due travi secondarie (modello risolto precedentemente) collegate nello stesso punto a quella principale.

$$M_{max} = \frac{97.8 \cdot 4}{4} = 97.8 \text{ KNm}$$

$$W_{min} = \frac{M_{max}}{f_{yd}} = \frac{97.8 \cdot 1000^2}{224} = 438.56 \text{ cm}^3$$

Si sceglie di utilizzare un profilo IPE 300 avente  $W_{el} = 557 \text{ cm}^3$

- **Verifica della freccia**

$$P_{SLE} = 33.2 \cdot 2 = 66.4 \text{ KN}$$

$$f = \frac{66.4 \cdot 10^3 \cdot 5000^2}{48 \cdot 210000 \cdot 8356 \cdot 10^4} = 5.05 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 16 \text{ mm}$$

## 4.4 Predimensionamento travi di bordo

Le travi di bordo coprono sia luci di 4 m che di 5 m.

Le ultime, risultano più vincolanti e sono state quindi considerate per il dimensionamento; su queste travi, le verifiche da eseguire sono quelle di flessione, freccia e ad instabilità flesso-torsionale (svergolamento).

- **Verifica a flessione e a freccia**

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot (G1) + 1.5 \cdot (G2 + Q) = 23.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{SLE} = G1 + G2 + Q = 15.86 \text{ KN/m}$$

dove in questo caso, nel G2 è stato anche inserito il peso dei tramezzi esterni

$$M_{max} = \frac{23.41 \cdot 5^2}{8} = 73.2 \text{ KNm}$$

$$W_{min} = \frac{M_{max}}{f_{yd}} = \frac{73.2 \cdot 1000^2}{224} = 327 \text{ cm}^3$$

La freccia si calcola nell'ipotesi di utilizzare un profilo IPE 240

$$f = \frac{5 \cdot 15.86 \cdot 10^6 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 10.45 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

Dalle verifiche a flessione ed a freccia un profilo IPE 240 risulterebbe verificato, ma in questo caso tali verifiche non risultano rilevanti rispetto alla verifica a svergolamento.

- **Verifica a svergolamento**

Per la verifica a svergolamento si confronta  $M_{max}$  con il momento resistente al fenomeno di svergolamento, valutato come indicato al 5.5.2 dell'Eurocodice 3.

$$M_{b,RD} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}$$

$$\chi_{b,RD} = \frac{1}{f \cdot (\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0.75 \cdot \lambda_{LT}^2})}$$

dove i parametri  $f$ ,  $\Phi_{LT}$ ,  $\lambda_{LT}$  sono definiti nell'Eurocodice.

Nel nostro caso, se scegliessimo delle IPE 240 per le travi di bordo parallele alle travi secondarie, questa verifica non risulta soddisfatta, poichè:

$$IPE\ 240 \rightarrow \chi_{b,RD} = 0.94 \rightarrow M_{b,RD} = 68.15\ KNm$$

$$\text{non risulta } < M_{ED} = 73.16$$

decidiamo così di inserire come travi di bordo delle travi IPE 300 come le travi principali.

In questo modo la verifica risulta soddisfatta.

$$IPE\ 300 \rightarrow \chi_{b,RD} = 0.98 \rightarrow M_{b,RD} = 122.72\ KNm < M_{ED} = 73.16$$

## 4.5 Predimensionamento pilastri

Al fine del dimensionamento si considera un pilastro interno alla maglia della struttura poichè l'area di influenza che vi grava è maggiore. Su tale pilastro si calcola il peso che i solai (1 solaio di copertura e 2 solai di interpiano) scaricano sulle travi, considerando anche i carichi di esercizio e, ove necessario, il carico neve; trascurando il peso proprio delle travi confluenti nel pilastro. I carichi distribuiti sui solai vengono moltiplicati per l'area di competenza del pilastro, pari alle dimensioni di una maglia ovvero 5x4 m. In questo caso, la forza normale che agisce sul pilastro al piede del pilastro, risulta:

$$N_{ED} = N_{Copertura} + 2 \cdot N_{interpiano} = 570\ KN$$

Pertanto:

$$N < N_{RD} = A \cdot f_{yd} \rightarrow A_{min} = \frac{N}{f_{yd}} = \left( \frac{570 \cdot 10^3}{224} \right) / 10^2 = 25.44\ cm^2$$

Poichè il profilo necessario è molto piccolo, si sceglie un HE 240 A in modo tale da rendere più semplici i collegamenti con le travi. In seguito, verranno fatte le verifiche di instabilità su questo profilo scelto.

## 4.6 Centro di massa e centro di rigidezza

L'azione sismica agente sarà applicata nel baricentro delle masse di ciascun impalcato, se il centro di Massa e quello di rigidezza coincidono l'azione orizzontale produrrà uno spostamento traslazionale puro, altrimenti lo spostamento traslazionale sarà accoppiato anche con uno spostamento di tipo rotazionale.

L'azione sismica quindi provocherà degli effetti torsionali per i diversi impalcati della struttura.

Il nostro obiettivo è quello di ridurre al massimo gli effetti torsionali avvicinando il più possibile il baricentro delle masse al baricentro delle rigidezze.

Gli elementi su cui agire sono quelli da cui dipende la posizione del baricentro delle rigidezze (nel nostro caso i Setti) per fare in modo che questo si avvicini il più possibile al baricentro delle masse. Cercando quindi di far coincidere il più possibile il centro di massa con quello delle rigidezze, faremo un dimensionamento delle dimensioni degli elementi sismo-resistenti.

### 4.6.1 Calcolo del centro di massa

Ai vari piani dei fabbricati la posizione del baricentro delle masse dipende dalla forma geometrica dell'impalcato e viene determinata con i metodi forniti dalla geometria delle masse, attraverso le seguenti formule:

$$X_G = \frac{\sum_i A_i \cdot x_i}{\sum_i A_i} ; Y_G = \frac{\sum_i A_i \cdot y_i}{\sum_i A_i}$$

Dove:

- $A_i$  è l'area delle figure semplici (rettangoli, triangoli ecc.), in cui può scomporsi l'impalcato;
- $X_i$  e  $Y_i$  sono le coordinate dei baricentri delle aree  $A_i$ , rispetto ad un sistema di assi cartesiani, scelto sempre in modo da contenere, per semplicità di calcolo, l'impalcato tutto nel 1° quadrante;
- $\sum_i A_i$  è l'area totale dell'impalcato.

Per il nostro caso facciamo riferimento alla figura 4.4 con gli assi posizionati lungo l'asse di simmetria della struttura.

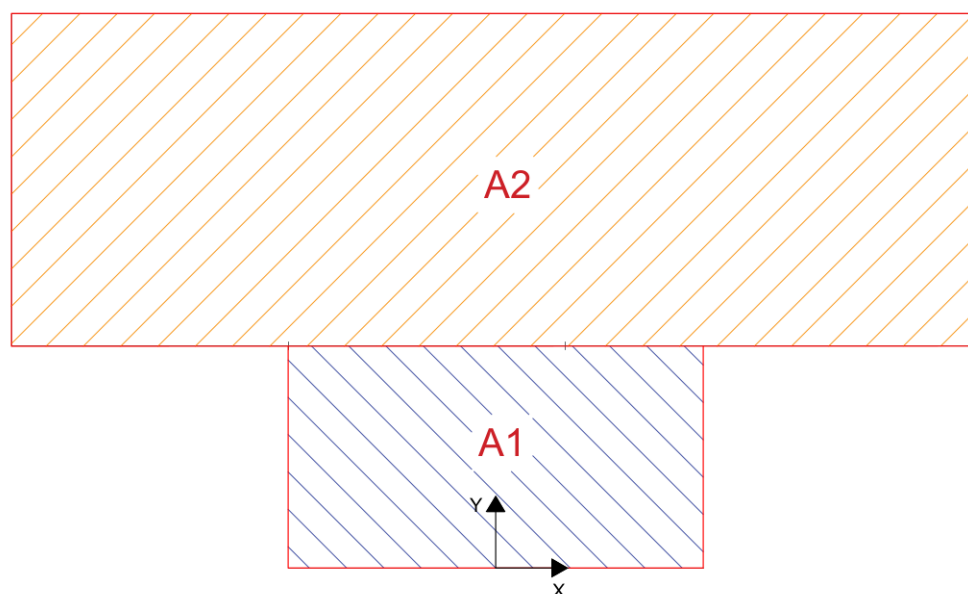


Figura 4.4

I calcoli sono stati eseguiti in forma tabellare nella figura 4.5

	$A_i \text{ [m}^2\text{]}$	$x_i \text{ [m]}$	$y_i \text{ [m]}$
1	120	0	4
2	420	0	14
	$\Sigma A_i \text{ [m}^2\text{]}$	$X_G \text{ [m]}$	$Y_G \text{ [m]}$
	540	0	11,78

Figura 4.5

### 4.6.2 Calcolo del centro di rigidezza

Si definisce baricentro delle rigidezze, o centro elastico dell'impalcato, C, il punto rispetto al quale il momento statico delle rigidezze secondo gli assi x ( $K_{xi}$ ) ed y ( $K_{yi}$ ), è nullo. Conseguentemente le coordinate di C varranno:

$$X_C = \frac{\sum_i K_{yi} \cdot x_i}{\sum_i K_{yi}} ; Y_C = \frac{\sum_i K_{xi} \cdot y_i}{\sum_i K_{xi}}$$

Con  $\rightarrow K = \frac{X12EJ}{H^3}$

Se gli elementi sismo-resistenti (setti) sono realizzati con lo stesso materiale ed hanno la stessa altezza le coordinate di C possono calcolarsi sostituendo alle rigidezze i momenti d'inerzia:

$$X_C = \frac{\sum_i I_{xi} \cdot x_i}{\sum_i I_{xi}} ; Y_C = \frac{\sum_i I_{yi} \cdot y_i}{\sum_i I_{yi}}$$

Si fa riferimento alla figura 4.7 con gli assi posizionati lungo l'asse di simmetria della struttura.

	spessore [m]	lunghezza [m]	$J_{yi} \text{ [m}^4\text{]}$	$J_{yi} \cdot y_i \text{ [m}^5\text{]}$	$y_i \text{ [m]}$
1	0,3	2	0,20	0,00	0
2	0,3	2	0,20	1,60	8
3	0,3	4,5	0,01	0,14	14
4	0,3	2,5	0,39	7,81	20
5	0,3	4,5	0,01	0,14	14
			$\Sigma J_{yi} \text{ [m}^4\text{]}$	$\Sigma J_{yi} \cdot y_i \text{ [m}^5\text{]}$	$Y_G \text{ [m]}$
			0,81	9,696	11,96

Figura 4.6

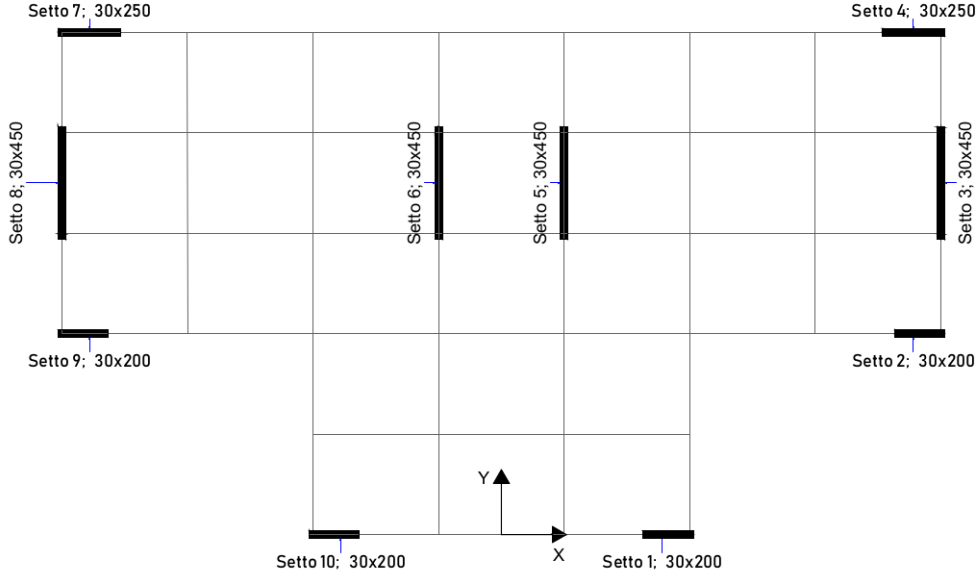


Figura 4.7

Poichè la struttura è simmetrica possiamo semplificare il problema facendo riferimento ai soli 5 setti alla destra degli assi, i calcoli sono stati riportati in forma tabellare nella figura 4.6 e riportano una distanza tra centro di massa e centro di rigidezza di:

$$|Y_G - Y_C| = |11.78 - 11.96| = 0.18m$$

Per una maggiore precisione, fissate le posizioni dei setti, andrebbe valutata l'influenza di questi sul centro di massa, ma poichè nel nostro caso i setti sono stati inseriti in modo simmetrico e abbastanza uniforme scelgo di trascurare questo dettaglio. La NT18 impone di considerare un' eccentricità accidentale del 5% della lunghezza dei lati maggiori del fabbricato. Nel nostro caso risulta:

$$e_x = 0.05 \cdot 35 = 1.75m \quad e_y = 0.05 \cdot 20 = 1m$$

## 4.7 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare è stata calcolata per un controllo delle sollecitazioni che troveremo successivamente con l'analisi dinamica lineare. Per prima cosa si calcola il periodo del primo modo di vibrare:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.05 \cdot 10.5^{\frac{3}{4}} = 0.29 s$$

Con  $C_1 = 0.05$  in base al tipo di struttura e  $H = 10.5$  perchè è l'altezza totale del nostro fabbricato.

Adesso dobbiamo ricavare il valore di  $S_d(T_1)$  (abbattuto del fattore di struttura  $q = 2.88$ ) che fa riferimento al  $T_1$ . Dallo spettro di risposta calcolato precedentemente, si ottiene:

$$S_d(T_1) = 0.203 g$$

Una volta definiti questi due parametri, per calcolare l'azione sismica dobbiamo ricavare la massa totale e la massa per ogni piano del nostro fabbricato.

La massa è stata valutata con la seguente combinazione imposta dalla NTC18.

$$W = G1 + G2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori sono stati riportati nella tabella 4.8

$W_1$ [KN]	$W_2$ [KN]	$W_3$ [KN]	$W_{TOT}$ [KN]
4906,9	4906,9	3216,5	13030,3

**Figura 4.8:** Calcolo delle masse di piano

Possiamo ora calcolare l'azione sismica tramite la formula:

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

dove:

- $F_i$  è la forza da applicare alla massa i-esima;
- $F_h = S_d(T_1)W_{TOT}\lambda$  è la forza sismica totale calcolata considerando il peso totale dell'edificio e l'accelerazione spettrale definita in precedenza ( $\lambda = 0.85$  per edifici con almeno 3 orizzontamenti);
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;

Le forze di piano che ne derivano sono riportati in Figura 4.9.

$F_h$ [KN]	$F_1$ [KN]	$F_2$ [KN]	$F_3$ [KN]
2248,4	452,7	905,4	890,3

**Figura 4.9:** forze di piano

Queste forze si distribuiscono sui setti in base alla loro rigidità, nella figura 4.10 sono rappresentati i momenti flettenti che queste forze generano al piede dei setti. In tabella sono stati inseriti solo i setti dall' 1 al 5 poichè la struttura è simmetrica.

Forza sismica lungo X	
setti	Mi [KNm]
1	2284,5
2	2284,5
3	59,2
4	3947,6
5	59,2
Forza sismica lungo Y	
setti	Mi [KNm]
1	10,6
2	10,6
3	4300,5
4	12,7
5	4300,5

**Figura 4.10:** Momento al piede dei setti

Quindi una volta fatta l'analisi dinamica con il calcolatore numerico, ci aspettiamo di ottenere delle sollecitazioni simili a quelle ottenute con l'analisi statica lineare.



# Capitolo 5

## Modellazione della struttura

### 5.1 Descrizione del modello numerico

La modellazione della struttura è stata eseguita tramite il software agli elementi finiti SAP2000, adottando come modello di riferimento un telaio spaziale ed imponendo che gli impalcati per ogni piano abbiano rigidità.

Il modello adottato è un modello pendolare, i vincoli assegnati ai diversi elementi sono:

- cerniere alla base dei pilastri; - incastri alla base dei setti; - le travi (sia principali che secondarie) risultano incernierate agli estremi.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa abbiamo attribuito un'eccentricità accidentale del 5% della dimensione massima del piano ortogonale all'azione sismica. 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:

$$e_x = \pm 0.05 \cdot 35 = \pm 1.75$$

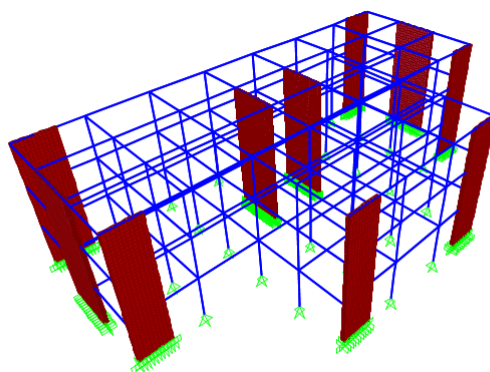
$$e_y = \pm 0.05 \cdot 20 = \pm 1$$

La struttura, è stata modellata tramite l'utilizzo di elementi beam per travi e pilastri e shell per i setti.

Per la ripartizione dei carichi del solaio è stata creata un'area di massa nulla a cui sono stati assegnati i carichi distribuiti  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $Q_k$  (kN/m<sup>2</sup>) e anche  $g_2$  delle tramezzature interne. L'orientamento di questo elemento area è stato controllato in modo che le forze agenti su di esso scaricassero sulle travi che hanno il compito di portare il solaio.

Il peso del tamponamento esterno invece è stato assegnato alle travi di bordo come carico linearmente distribuito (kN/m). Anche per il vento, considerato con una pressione uniforme su tutta l'altezza della struttura, sono state create delle aree di massa nulla a cui è stato applicato il carico distribuito  $q_{wind}$  (kN/m<sup>2</sup>).

Su tale modello abbiamo svolto analisi statiche e dinamiche; considerando nel primo caso le combinazioni agli stati limite e nel secondo le combinazioni sismiche.



**Figura 5.1:** Modello numerico sul software SAP2000

## 5.2 Analisi Modale

L'analisi modale associata allo spettro di progetto è stata effettuata considerando i modi di vibrare che permettono di avere una massa partecipante totale del 95%. Di seguito sono riportate le prime 3 forme modali e le masse partecipanti fino al 95%.

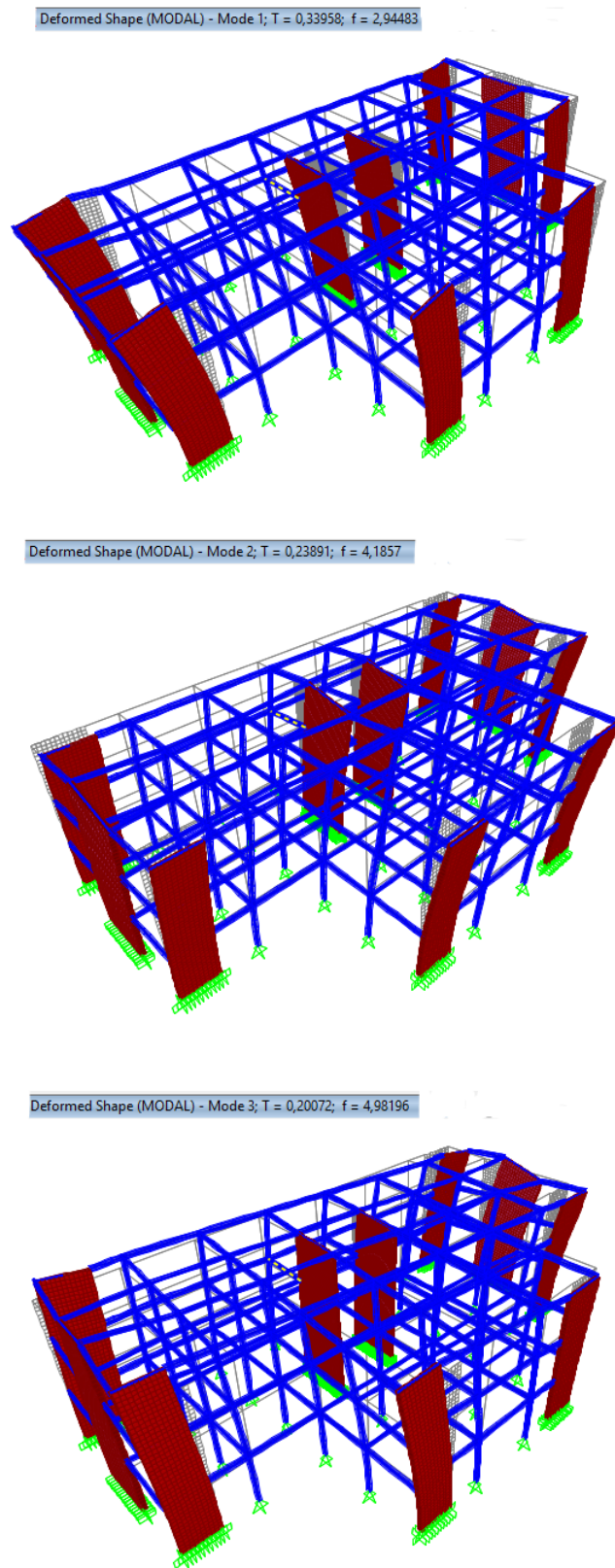
TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modo 1	0,339578	0,722	9,85E-11	0,722	9,85E-11
Modo 2	0,238909	3,759E-10	0,72219	0,722	0,72219
Modo 3	0,200724	0,00004736	0,000001441	0,72204	0,72219
Modo 4	0,058904	0,20239	1,473E-09	0,92444	0,72219
Modo 5	0,058549	0,009	4,74E-11	0,93344	0,72219
Modo 6	0,048025	4,589E-09	0,21377	0,93344	0,93597
Modo 7	0,041126	0,00026	6,505E-07	0,9337	0,93597
Modo 8	0,02663	0,03944	2,796E-09	0,97314	0,93597
Modo 9	0,023955	4,847E-09	0,02762	0,97314	0,96358

**Figura 5.2:** masse partecipanti della struttura

Da questa analisi possiamo ricavare il periodo fondamentale della struttura

$$T = 0.331, s$$

Questo periodo si trova sul plateau dello spettro di risposta, come quello calcolato durante l'analisi statica lineare.



**Figura 5.3:** Primi 3 modi di vibrare della struttura

## 5.3 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare studia il comportamento della struttura nei confronti delle azioni sismiche; consiste :

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

dove:

- $E_j$  è il valore dell'effetto relativo al modo j;
- $E_i$  è il valore dell'effetto relativo al modo i;
- $\rho_{ij}$  è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità (espressioni 7.3.5a e 7.3.5b NT18)

Grazie al software SAP2000 è facile ottenere l'analisi dinamica, tenendo conto degli effetti torcenti dati dall'eccentricità accidentale.

### 5.3.1 Confronto dei risultati

Prima di usare le sollecitazioni fornite dall'analisi dinamica tramite il calcolatore, è stato fatto un confronto con le sollecitazioni trovate con l'analisi statica lineare. Nella figura 5.4 sono stati messi a confronto i risultati forniti nel caso di sima in una sola direzione senza eccentricità accidentale.

Analisi Statica lineare		Analisi Dinamica lineare	
Forza sismica lungo X		Forza sismica lungo X	
setti	My [KNm]	Setti	My [KNm]
1	2284,5	1	2108,5
2	2284,5	2	2128,1
3	59,2	3	59,7
4	3947,6	4	3570,7
5	59,2	5	59,6
Forza sismica lungo Y		Forza sismica lungo X	
setti	Mx [KNm]	Setti	Mx [KNm]
1	10,6	1	20,6
2	10,6	2	20,6
3	4300,5	3	3981,0
4	12,7	4	24,8
5	4300,5	5	3969,2

Figura 5.4: Confronto dei risultati

Da questo confronto si deduce che possiamo fidarci delle sollecitazioni che il software ci fornisce in maniera diretta. Per quanto riguarda le combinazioni dell'azione, il software considera in automatico tutte le possibili combinazioni (con segno) delle azioni sismiche contemporanee nelle due direzioni X ed Y.

## 5.4 Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot H}$$

dove: P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

$d_{Er}$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante. Gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0,1;

Nel nostro caso i risultati riportati nella tabella seguente indicano che possiamo trascurare gli effetti delle non linearità geometriche.

Piano	P [KN]	V [KN]	d <sub>E</sub> [mm]	q [-]	d <sub>Er</sub> [mm]	h [m]	θ [-]
1	12833,4	445,2	1,9	2,88	5,472	3,5	0,045
2	8005,3	890,4	6,2	2,88	17,856	3,5	0,046
3	3177,2	878,9	11,4	2,88	32,832	3,5	0,034

**Figura 5.5:** verifica del theta

# Capitolo 6

## Progetto e verifica dei setti

### 6.1 limitazioni normative

In questa sezione vengono riportati le limitazioni normative delle NTC18 all'estratto § 7.4.6.2.4.

- Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad  $1/10$  dello spessore della parete e devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm;
- le armature devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato;
- Nella zona critica si individuano all'estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata"  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta  $l$  della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete;
- in zona critica il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

- nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata;
- fuori la zona confinata, sia in pianta che in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

- l'altezza della zona dissipativa  $h_{cr}$  al di sopra della base della parete, possa essere valutata rispettando le condizioni seguenti:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \text{ purchè } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ per } n \leq 6 \text{ piani} \\ 2 \cdot h_s \text{ per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases}$$

dove:

- $l_w$  è la larghezza della parete;
- $h_s$  è l'altezza d'interpiano della parete;
- $n$  è il numero di piani della costruzione;

In accordo con queste prescrizioni la quantità minima di armatura longitudinale nei setti è riportata in figura 6.1.

Setto	Armatura in zona confinata	As (cm <sup>2</sup> )	ρ %	Armatura fuori dalla zona confinata	As (cm <sup>2</sup> )	ρ %
1	3+3 φ14	18,47	1,2	4+4 φ12	15,83	0,30
2	3+3 φ14	18,47	1,2	4+4 φ12	15,83	0,30
3	5+5 φ14	30,79	1,1	13+13 φ12	29,41	0,36
4	3+3 φ14	18,47	1,2	7+7 φ12	15,83	0,35
5	5+5 φ12	30,79	1,1	13+13 φ12	29,41	0,36

**Figura 6.1:** armatura longitudinale minima dei setti

A questo punto, possiamo effettuare le verifiche a pressoflessione utilizzando il software VCA SLU, grazie al quale viene determinato il dominio di resistenza Mx-My-N in funzione della sezione e delle armature utilizzate.

## 6.2 Progetto e verifica allo SLV

### 6.2.1 Verifica a Presso-flessione

Per la verifica a pressoflessione, si considera, in via semplificata una sezione rettangolare con armature nel baricentro delle zone critiche e nel baricentro della zona centrale, questa semplificazione risulta possibile perchè sottostima il momento resistente poichè riduce il braccio rispetto all'asse neutro.

Nella figura 6.2 sono riportati le sollecitazioni alla base dei setti forniti dall'involuppo delle combinazioni dell'analisi dinamica lineare.

SectionCut	N	Mx	My
Text	KN	KN-m	KN-m
setto 1	-435,0	21,7	2171,4
setto 2	-424,0	24,2	2117,1
Setto 3	-801,5	4690,3	59,2
setto 4	-438,0	29,0	3633,1
setto 5	-828,6	4004,2	59,2

**Figura 6.2:** sollecitazioni alla base dei setti

I momenti resistenti per data armatura sono riportati nelle figure 6.36.46.5

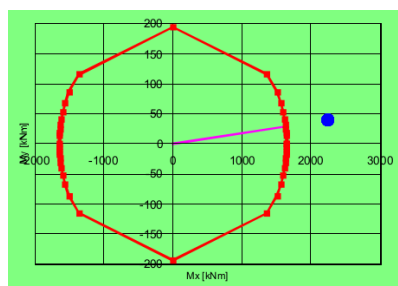


Figura 6.3: dominio setto 1 e 2

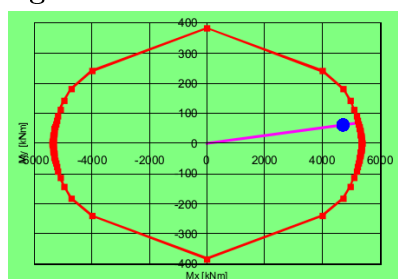


Figura 6.4: dominio setto 3 e 5

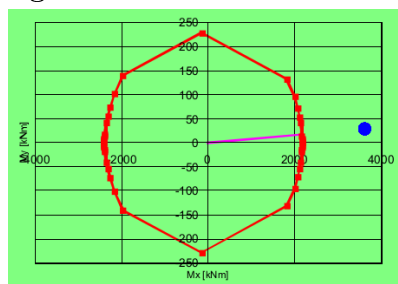


Figura 6.5: dominio setto 4

Poichè i setti 1,2 e 4 non verificano con il minimo d'armatura, aumenteremo  $A_s$  affinché questa verifica risulti soddisfatta. L'armatura longitudinale che si userà in definitiva è riportata in 6.6.

Setto	Armatura in zona confinata	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ %	Armatura fuori dalla zona confinata	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ %
1	3+3 $\phi 18$	30,54	2,0	4+4 $\phi 14$	21,55	0,45
2	3+3 $\phi 18$	30,54	2,0	4+4 $\phi 14$	21,55	0,45
3	5+5 $\phi 14$	30,79	1,1	13+13 $\phi 14$	40,02	0,49
4	3+3 $\phi 18$	30,54	2,0	7+7 $\phi 18$	21,55	0,68
5	5+5 $\phi 14$	30,79	1,1	13+13 $\phi 14$	40,02	0,49

Figura 6.6: armatura longitudinale definitiva dei setti

Come si può vedere dalle figure 6.76.8 con questa armatura la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.



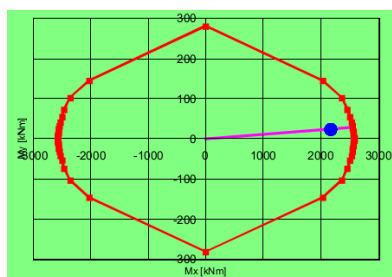


Figura 6.7: dominio setto 1 e 2

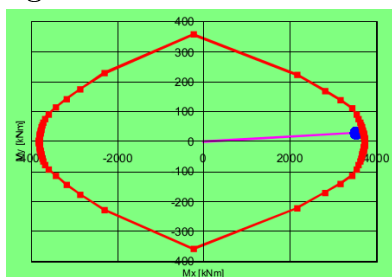


Figura 6.8: dominio setto 4

Tale verifica è stata svolta anche nelle zone del setto al di fuori l'altezza critica dove si ha una diminuzione di armatura.

Per eseguire queste verifiche la normativa fornisce le seguenti limitazioni:

“Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza. La traslazione può essere assunta pari ad  $h_{cr}$  (altezza della zona inelastica di base)”

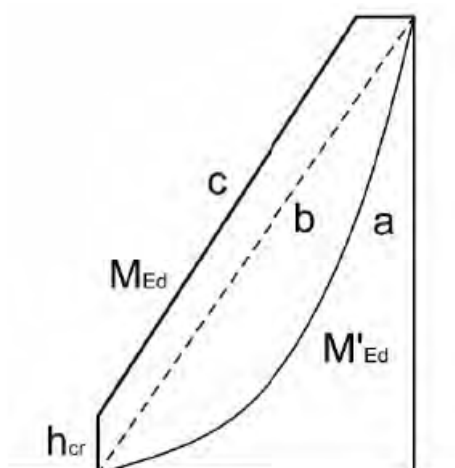


Figura 6.9: traslazione del momento in una parete secondo le NTC18

### 6.2.2 Verifica a taglio

Come indicato dalle NTC18 al (7.4.4.5.1) la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1.5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{RD}}{q} \cdot \frac{M_{RD}}{M_{ED}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad \text{per pareti snelle}$$

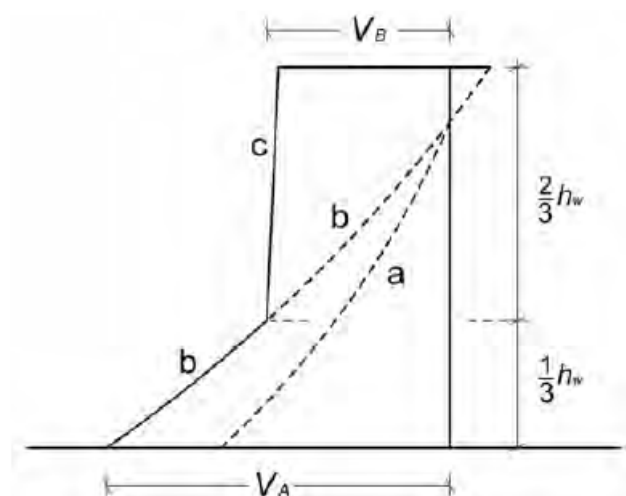
Come definisce la norma al (7.4.4.5), una parete si definisce snella quando il rapporto  $h_w/l_w \geq 2$  dove  $h_w$  è l'altezza totale della parete e  $l_w$  è la larghezza della parete.

Nel nostro caso questo rapporto è  $>$  di 2 per tutte le pareti.

Dai calcoli, si prende il fattore di amplificazione del taglio maggiore, pari a 2,5.

Inoltre, come indicato dalle NTC18, il taglio nelle strutture miste deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori.

A tal fine, il taglio derivante dall'analisi (linea a di fig. 6.10) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea b di fig. 6.10) e quest'ultimo dal diagramma involuppo (linea c di Fig. 6.10);  $V_A$  è il taglio alla base già incrementato,  $V_B$  è il taglio ad  $1/3$  dell'altezza  $h_w$ , che comunque deve essere assunto almeno pari a  $V_A/2$ .



**Figura 6.10:** traslazione del taglio in una parete secondo le NTC18

Il taglio sollecitante è indicato in figura 6.11

SectionCut	Taglio derivante dall'analisi		Taglio amplificato	
	$V_A$ (al piede)	$V_B$ (in testa)	$V_A$ (al piede)	$V_B$ (in testa)
Text	KN	KN	KN	KN
setto 1	264,6	218,6	661,4	330,7
setto 2	258,4	215,0	646,0	323,0
Setto 3	556,8	278,4	1392,1	696,1
setto 4	421,2	377,0	1052,9	526,5
setto 5	470,9	235,4	1177,2	588,6

**Figura 6.11:** Taglio di progetto

### Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari a  $0,8l_w$  ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

$$V_{Rcd} = 0.8 \cdot l_w \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

dove:

- $b_w$  è la lo spessore del setto (in mm);
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave (nel nostro caso  $\alpha = 90$ );
- $\nu f_{cd}$  è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu = 0.5$ );
- $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo assunto nel nostro caso pari ad 1 andando leggermente a favore di sicurezza.

Dai calcoli questa verifica risulta soddisfatta ed è riportata in figura 6.12.

	$V_{Rsd} [N]=$	$V_{cd} [N]$	
setto 1	2380000	661420	verifica
setto 2	2380000	645952,5	verifica
Setto 3	4284000	1392117,5	verifica
setto 4	2856000	1052917,5	verifica
setto 5	4284000	1177215	verifica

**Figura 6.12:** verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima

### Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima

In accordo con la NTC18, il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = MEd/(VEdl_w)$  in base al quale si hanno 2 tipi di verifiche.

$M_{ED}$	$V_{ED}$	$l_w$	$\alpha_s$
KN-m	KN	m	-
2171,4	661,4	2,5	1,3
2117,1	646,0	2,5	1,3
4690,3	1392,1	4,5	0,7
3633,1	1052,9	3	1,2
4004,2	1177,2	4,5	0,8

**Figura 6.13:** calcolo  $\alpha_s$

Dal calcolo riportato in figura 6.13 ,si ricade nel caso di  $\alpha_s < 2$  , si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{ED} \leq V_{RD,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (1)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min(N_{ED}) \quad (2)$$

in cui  $\rho_h$  e  $\rho_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo,  $f_{yd,h}$  e  $f_{yd,v}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali,  $N_{ED}$  è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione),  $V_{RD,c}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2..3.5.1.

Da queste 2 equazioni otteniamo il rapporto di armatura a taglio minima e massima.

$$\text{dalla (1)} \mapsto \rho_{hmin} = \frac{V_{ED} - V_{RD,c}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w}$$

$$\text{dalla (2)} \mapsto \rho_{hmax} = \rho_v + \frac{N_{ED}}{0.75 \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot l_w}$$

Una volta ottenute le percentuali di armatura, possiamo passare alla verifica, la procedura è stata sintetizzata in figura.

6.14

phmax	phmin	Ash_max [mm <sup>2</sup> ]	Ash_min [mm <sup>2</sup> ]	φ [m]	n.b	n	Ash_progetto [mm <sup>2</sup> ]	s	Domanda [KN]	Capacità [KN]
0,01	0,0009	9677	945	12	2	11	2488	300	661,4	1256,1
0,01	0,0009	9640	906	12	2	11	2488	300	646,0	1254,6
0,01	0,0041	12780	4322	12	2	20	4524	175	1392,1	1436,5
0,01	0,0021	9410	2257	12	2	14	3167	250	1052,9	1359,9
0,01	0,0032	12884	3312	12	2	20	4524	175	1177,2	1446,0

**Figura 6.14:** verifica taglio trazione dell'armatura dell'anima

Questa verifica è stata fatta alla base del setto, considerando un'altezza di 3.5 m dal piano di fondazione.

### Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Per quanto previsto dalle NTC18, sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative, deve risultare:

$$V_{ED} \leq V_{RD,s}$$

dove:

$$V_{RD,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento, nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum Asi \cdot \cos \phi_i$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot [(\sum Asj \cdot f_{yd} + N_{ED}) \cdot \zeta + \frac{M_{ED}}{z}] \\ 0.5 \cdot \eta f_{cd} \cdot \zeta \cdot l_w \cdot b_w \end{array} \right.$$

dove  $\eta$  è dato dall'espressione [7.4.9] (in cui  $\alpha_j = 0,60$ ),  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60),  $\sum Asj$  è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,  $\zeta$  è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,  $Asi$  è l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo  $\alpha_i$ . Il calcolo svolto è riportato nella tabella di figura 6.15.

Setto	$\sum Asv$ [mm <sup>2</sup> ]	Vdd [N]	Vid [N]	$\xi$	Vfd [N]	$\eta$	Vrd,s [kN]	Ved [kN]	
1	3900	381517,50	1526070	0,4	366363,703	0,5	2273,95	661,4	verifica
2	10060	984119,50	3936478	0,4	944858,8635		5865,46	646,0	verifica
3	11040	1079988,00	4319952	0,64	1659177,328		7059,12	1392,1	verifica
4	10060	984119,50	3936478	0,4	944859,1328		5865,46	1052,9	verifica
10	6240	610428,00	2441712	0,64	937945,4922		3990,09	1177,2	verifica

Figura 6.15: verifica scorrimento

### 6.2.3 Verifica a compressione

Secondo normativa, per tutte le pareti la forza normale di compressione non deve eccedere il 40% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo (in CD"B").

Il calcolo svolto è riportato nella tabella seguente.

Setto	Ac [mm <sup>2</sup> ]	$0,4 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ [N]	$N_{ed}$ [N]	
1	750000	4760000	442715	verifica
2	750000	4760000	431285	verifica
3	1350000	8568000	820255	verifica
4	900000	5712000	431269	verifica
5	1350000	8568000	852648	verifica

Figura 6.16: verifica compressione

## 6.3 verifica allo SLD

Per quanto riguarda lo Stato Limite di Danno le NTC18 (par. 7.3.7.2) impongono di controllare gli spostamenti di piano sotto l'azione sismica, al fine di verificare che essa "non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile".

Considerano tamponamenti collegati rigidamente con la struttura:

$$qd_{dr} \leq 0.005 \cdot h$$

dove:

-dr è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore;

-h è l'altezza del piano; -q è il fattore di struttura in SLD, pari a 1,5. Come si evince dalla figura 6.17 la verifica risulta soddisfatta.

	q	d <sub>dr</sub>	qd <sub>dr</sub>	0,005h	
	-	mm	mm	mm	
PT-P1	1,5	1,9	2,9	17,5	verifica
P1-P2	1,5	6,2	9,3	17,5	verifica
P2-P3	1,5	11,4	17,1	17,5	verifica

**Figura 6.17:** verifica di rigidezza (SLD)

# Capitolo 7

## Verifiche degli elementi strutturali in acciaio

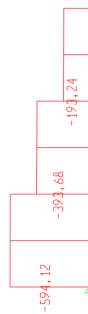
### 7.1 Verifiche allo SLU

Le sollecitazioni allo SLU sono state calcolate inserendo nel software la combinazione fondamentale.

Si riportano le verifiche svolte per gli elementi maggiormente sollecitati che compongono la struttura.

### 7.2 Pilastro HE 240 A

In figura 7.1, si riporta lo sforzo normale in KN del pilastro maggiormente sollecitato secondo la combinazione fondamentale.



**Figura 7.1:** Forza normale agente sul pilastro

Lo sforzo normale risulta simile a quello calcolato in fase di predimensionamento ma è più accurato poichè in fase di predimensionamento non si è tenuto in considerazione il peso proprio del pilastro e delle travi che vi confluiscono.

**verifica a compressione**

$$N \leq N_{c, RD}$$

la verifica risulta soddisfatta poichè:

$$N_{c, RD} = f_{yd} \cdot A = 1720.32 \text{ KN}$$

### Verifica di stabilità

In questa verifica lo sforzo normale resistente del profilo viene ridotto di un coefficiente  $\chi$  che tiene conto degli effetti di instabilità.

$$N_{b, RD} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}}$$

con:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{l_o^2}$$

Nel nostro caso, si ha  $l_o = 3.5 \text{ m}$  (altezza di interpiano), e  $\alpha = 0.34$  da normativa (tabella 4.2.VI).  
si ottiene così:

$$N_{b, RD} = 1080.4 \text{ KN} > N_{ED} = 594 \text{ KN}$$

## 7.3 Trave secondaria IPE 240

In figura 7.2, si riportano le CDS della trave secondaria maggiormente sollecitata secondo la combinazione fondamentale.

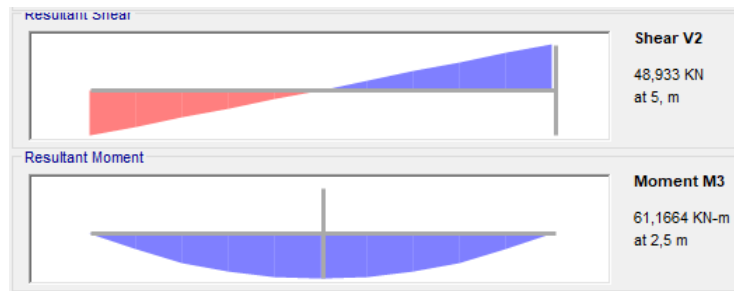


Figura 7.2: CDS IPE 240

### Verifiche in campo elastico

#### flessione

$$\sigma_{ED} = \frac{M_{ED}}{W} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \sigma_{ED} = 189 \text{ N/mm}^2 \leq 224 \text{ N/mm}^2$$



taglio

$$\tau_{maxED} = \frac{V_{ED}}{t_{an} \cdot h_{an}} \leq \tau_d = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \longrightarrow \tau_{ED} = 35.8 \text{ N/mm}^2 \leq 129.2 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche in campo plastico

flessione

$$M_{pl,RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} > M_{ED} \longrightarrow M_{pl,RD} = 82.05 \text{ KNm} > 61.16 \text{ KNm}$$

taglio

$$V_{c,RD} = \frac{A_{an} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} > V_{ED} \longrightarrow V_{c,RD} = 176.57 \text{ KN} > 48.93 \text{ KN}$$

## 7.4 Trave principale IPE 300

In figura 7.3, si riportano le CDS della trave secondaria maggiormente sollecitata secondo la combinazione fondamentale.

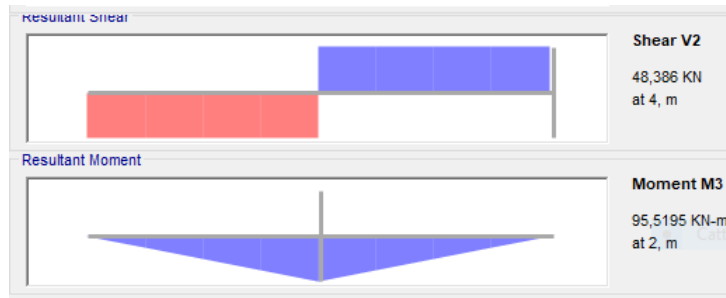


Figura 7.3: CDS IPE 300

Verifiche in campo elastico

flessione

$$\sigma_{ED} = \frac{M_{ED}}{W} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \sigma_{ED} = 171.45 \text{ N/mm}^2 \leq 224 \text{ N/mm}^2$$

taglio

$$\tau_{maxED} = \frac{V_{ED}}{t_{an} \cdot h_{an}} \leq \tau_d = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \longrightarrow \tau_{ED} = 24.5 \text{ N/mm}^2 \leq 129.2 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche in campo plastico

flessione

$$M_{pl,RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} > M_{ED} \longrightarrow M_{pl,RD} = 140.64 \text{ KNm} > 95.51 \text{ KNm}$$

taglio

$$V_{c, RD} = \frac{A_{an} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} > V_{ED} \longrightarrow V_{c, RD} = 255.60 \text{ KN} > 48.36 \text{ KN}$$

## 7.5 Trave di bordo IPE 300

In figura 7.4, si riportano le CDS della trave secondaria maggiormente sollecitata secondo la combinazione fondamentale.

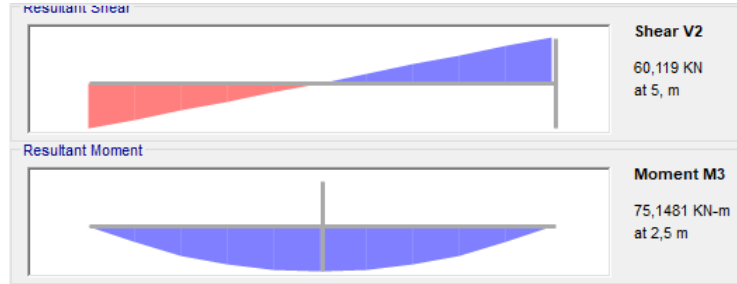


Figura 7.4: CDS trave di bordo IPE 300

### Verifiche in campo elastico

flessione

$$\sigma_{ED} = \frac{M_{ED}}{W} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \sigma_{ED} = 134,89 \text{ N/mm}^2 \leq 224 \text{ N/mm}^2$$

taglio

$$\tau_{maxED} = \frac{V_{ED}}{t_{an} \cdot h_{an}} \leq \tau_d = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \longrightarrow \tau_{ED} = 30,39 \text{ N/mm}^2 \leq 129.2 \text{ N/mm}^2$$

### Verifiche in campo plastico

flessione

$$M_{pl, RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} > M_{ED} \longrightarrow M_{pl, RD} = 140.64 \text{ KNm} > 75.15 \text{ KNm}$$

taglio

$$V_{c, RD} = \frac{A_{an} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} > V_{ED} \longrightarrow V_{c, RD} = 255.60 \text{ KN} > 60.12 \text{ KN}$$

### Verifica allo svergolamento

$$M_{b, RD} = \chi_{LT} \cdot W_{pl, y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} > M_{ED}$$

$$\text{con: } \chi_{LT} = \frac{1}{f \cdot (\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0.75 \cdot \lambda_{LT}^2})}$$

Nel nostro caso:

$$\chi_{LT} = 0.64 \longrightarrow M_{b, RD} = 94.32 \text{ KNm} > M_{ED} = 75.14 \text{ KNm}$$

## 7.6 Verifiche allo SLE

Le verifiche effettuate agli SLE sono legate alla deformabilità degli elementi strutturali.

Per normativa, la freccia indotta dalla combinazione RARA ( $\delta_{max}$ ), e quella data dai soli carichi variabili ( $\delta_2$ ), devono essere controllate secondo le seguenti espressioni (nelle quali L è la luce della trave):

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta_2 \leq \frac{L}{350}$$

Per quanto riguarda la verifica degli spostamenti laterali dei diversi impalcati la norma fornisce queste limitazioni:

$$\delta \leq \frac{h}{300}$$

$$\Delta \leq \frac{H}{500}$$

Dove h = 3.5 m è l'altezza di interpiano, H = 14 m è l'altezza totale dell'edificio,  $\delta$  è lo spostamento relativo di piano e  $\Delta$  è lo spostamento laterale totale.

### 7.6.1 Verifica trave secondaria IPE 240

$$\delta_{max} = 13.43 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 3.95 \text{ mm} < \frac{L}{350} = 14.28 \text{ mm}$$

### 7.6.2 Verifica trave principale IPE 300

$$\delta_{max} = 3.25 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 1.17 \text{ mm} < \frac{L}{350} = 11.42 \text{ mm}$$

### 7.6.3 Verifica trave di bordo IPE 300

$$\delta_{max} = 5.34 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0.65 \text{ mm} < \frac{L}{350} = 14.28 \text{ mm}$$

### 7.6.4 Verifica spostamenti laterali

$$\delta = 3.5 \text{ mm} < \frac{h}{300} = 11.66 \text{ mm}$$

$$\Delta = 6.32 \text{ mm} < \frac{H}{500} = 21 \text{ mm}$$

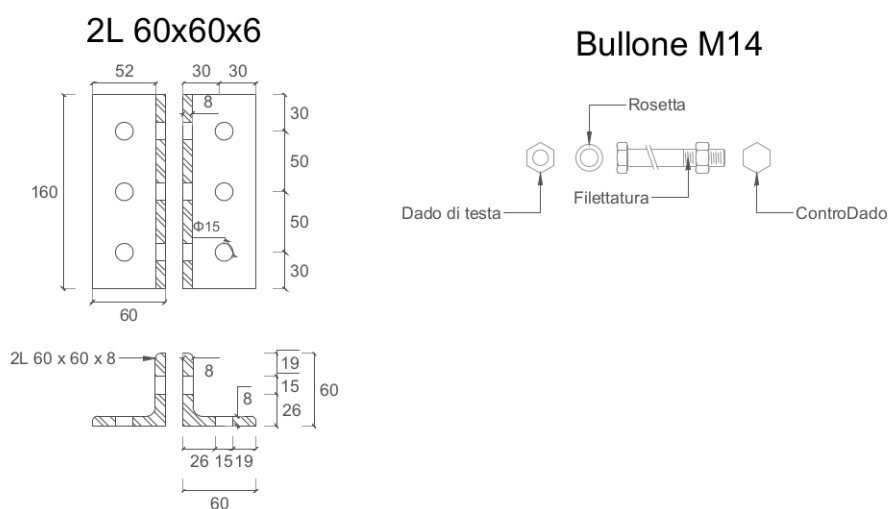
# Capitolo 8

## Collegamenti

Analizzando i risultati ottenuti dall'analisi della nostra struttura, si evince che il taglio max che agisce sulle travi perimetrali è  $\simeq 61 \text{ KN}$ , mentre quello che agisce sulle travi principali e secondarie è  $\simeq 50 \text{ KN}$ .

Tutti i nostri collegamenti devono rispettare la condizione di cerniere, per cui, i collegamenti sono stati realizzati mediante una bullonatura con giunto a squadretta.

Volendo uniformare i collegamenti, saranno utilizzati un solo tipo di bulloni e un solo tipo di squadrette. Le squadrette e i bulloni utilizzati sono rappresentati in figura 8.1



**Figura 8.1:** squadrette e bulloni utilizzati

Nei collegamenti si utilizzeranno bulloni ad alta resistenza C8.8, pertanto si dovrebbe considerare la forza  $F_{s,Rd}$  che il singolo bullone, precaricato, può trasmettere per attrito:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c}$$

con:

- $n$ =numero piani di scorrimento;
- $\mu$ = coefficiente di attrito=0.3;
- $\gamma_{M3}$ =1.25;

-  $F_{p,c}$ =forza di serraggio=64.4  $KN$  per bullone M14 C8.8.

Per bulloni M14 ed un solo piano di scorrimento si ha:

$$F_{s,Rd} = 15 \text{ KN}$$

Nel nostro caso nelle verifiche allo SLU  $V_{Ed} > F_{s,Rd}$ .

quindi il bullone lavorerà a taglio come un normale bullone mentre allo SLE si il bullone lavorerà ad attrito poichè  $V_{Ed} < F_{s,Rd}$ .

Stiamo così progettando unioni che si comportino ad attrito nelle condizioni di servizio ed invece possano scorrere allo stato limite ultimo, comportandosi così come unione a taglio.

Le verifiche che verranno considerate nei nostri calcoli sono tranciamento dei bulloni, rifollamento, espulsione di un tratto terminale di piastra, verifica della sezione indebolita dai fori.

## 8.1 Collegamento trave principale - piattabanda pilasto

Il taglio che agisce sul singolo bullone è:

$$V_{ED} = \frac{T_{ED}}{n_b \cdot n_s}$$

dove,  $n_b$  è il numero di bulloni,  $n_s$  è il numero dei piani di scorrimento e  $T_{ED} = 50 \text{ KN}$  è il taglio max all'estremo della trave.

- Lato anima:

$$V_{ED} = \frac{T_{ED}}{6} = 8.33 \text{ KN}$$

perchè  $n_b = 3$  (numero di bulloni sull'anima della trave) e  $n_s = 2$ .

- Lato pilastro: da questo lato dobbiamo considerare  $\frac{T_{ED}}{2}$  perchè il taglio si dividerà metà sulla squadretta a destra e metà su quella a sinistra.

Quindi avremo:

$$V_y = \frac{\left(\frac{T_{ED}}{2}\right)}{3} = 8.33 \text{ KN}$$

perchè  $n_b = 3$  (numero di bulloni sulla piattabanda del pilastro) e  $n_s = 1$ .

Vista la simmetria del collegamento, il momento parassita agente sia dal lato anima che dal lato pilastro sarà uguale poichè abbiamo assunto nel calcolo l'eccentricità maggiore tra  $e_1 \simeq e_2$ :  $e_1 \simeq e_2 = e_{max} = 34 \text{ mm}$

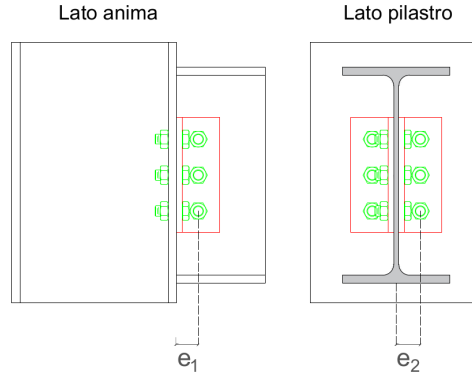


Figura 8.2: collegamento1

$$M_{ED} = T_{ED} \cdot e = 50 \cdot 34 = 1700 \text{ KNmm}$$

La forza viene ripartita tra i bulloni in proporzione alla distanza dal baricentro della bullonatura, per cui il bullone centrale non risulta soggetto a sforzi orizzontali.

$$V_x = \frac{M_{ED} \cdot r_{max}}{\sum_i r_i^2} = \frac{1700 \cdot 50}{2 \cdot 50^2} = 15 \text{ KN}$$

sul bullone più sollecitato agir  la risultante di  $V_y$  e  $V_x$  :

$$R_{ED} = \sqrt{V_y^2 + V_x^2} = 17.16 \text{ KN}$$

#### verifica a tranciamento dei bulloni

$$R_{ED} = 17.16 \leq F_{v, RD} = 44.33 \text{ KN}$$

#### verifica a rifollamento

Il fenomeno di rifollamento consiste nell'ovalizzazione dei fori realizzati per il posizionamento dei bulloni, ed interessa l'elemento di spessore minore, ovvero l'anima della trave. La verifica, realizzata secondo normativa (EC3 6.5.1.2),   la seguente:

$$R_{ED} \leq F_{b, RD}$$

dove la resistenza a rifollamento  :

$$F_{b, RD} = \frac{\alpha \cdot k \cdot t_{min} \cdot f_{tk} \cdot \phi_b}{\gamma_{M2}}$$

con:  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$  per acciaio per S235;

$\gamma_{M2} = 1.25$  ;

$t_{min} = 7.1$  spessore della trave di bordo;

$\alpha = \min\{\frac{e_1}{3\phi}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato;

$\alpha = \min\{\frac{p_1}{3\phi} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato;

$k = \min\{\frac{2.8e_2}{\phi} - 1.7; 2.5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato;

$k = \min\{\frac{1.4p_2}{\phi} - 1.7; 2.5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico

applicato.

Nel nostro caso:

$$k = 2,5 \text{ e } \alpha = 0.71 \longrightarrow F_{b,RD} = 51.12$$

Questa verifica è soddisfatta.

### verifica delle squadrette

Dovrà essere verificata la seguente:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_{yd}$$

con:

$$\sigma = \frac{M_{ED}}{(W_x)_n} = 32.02 \text{ N/mm}^2$$

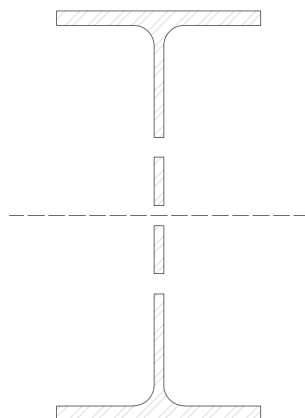
$$\tau = \frac{T_{ED}}{A_n} = 27.17 \text{ N/mm}^2$$

dove  $A_n = 1840 \text{ mm}^2$  è l'area netta della sezione delle squadrette e  $(W_x)_n = 53097.92 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza dalla sezione netta delle squadrette. La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{id} = 56.92 \leq f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

### verifica di resistenza della sezione indebolita

in figura 8.3 è riportata la sezione indebolita della trave IPE 300 soggetta alla verifica.



**Figura 8.3:** Sezione indebolita della trave IPE 300

dove  $A_n = 5100 \text{ mm}^2$  è l'area netta della sezione e  $(W_x)_n = 608931,04 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza dalla sezione netta della trave. Si ha così:

$$\sigma = \frac{M_{ED}}{(W_x)_n} = 2.79 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{ED}}{A_n} = 9.80 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

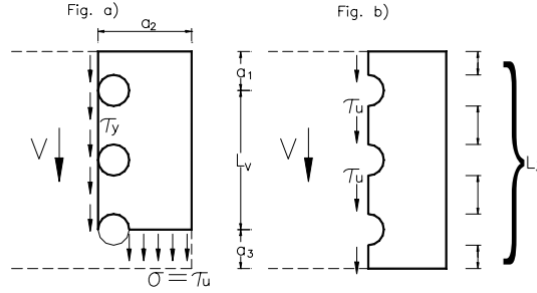
$$\sigma_{id} = 17.21 < f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

**verifica del meccanismo "block shear"**

Come per la resistenza a rifollamento si verifica l'anima della trave che ha lo spessore minore e la forza di taglio maggiore pari a  $T_{ED}$ .

Il meccanismo di collasso "block shear" [EC3 6.5.2.2] è caratterizzato da due possibili modalità di crisi esposti in figura 8.4:

- a) rottura a trazione lungo la linea dei fori e in uno snervamento a taglio della sezione nella sezione lorda (fig. a),
- b) rottura a taglio della sezione netta (fig. b).



**Figura 8.4:** meccanismi di collasso dovuti al fenomeno "block shear"

Si valuta la resistenza a taglio dell'area efficace  $A_{v,eff}$ :

$$V_{eff, RD} = \frac{f_y \sqrt{3} \cdot A_{v,eff}}{\gamma_{M0}}$$

dove:  $\gamma_{M0} = 1,1$  ;

$A_{v,eff} = t \cdot L_{v,eff}$  area efficace a taglio nel meccanismo "block shear";

$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \leq L_3$   $L_3 = \min(L_v + a_1 + a_3; (L_v + a_1 + a_3 - n \cdot d_o) \cdot \frac{f_u}{f_y})$

$L_2 = (a_2 - k \cdot d_o) \cdot \frac{f_u}{f_y}$

con  $k=0,5$  poichè si ha una sola fila di bulloni.

Nel nostro caso abbiamo:  $L_{v,eff} = 224,42 \text{ mm}$

$A_{v,eff} = 1593,43 \text{ mm}^2$

$$V_{eff, RD} = 196,54 \text{ KN}$$

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta poichè:

$$T_{ED} = 50 \text{ KN} < V_{eff, RD}$$

**verifica a taglio-trazione**

Con questa verifica si valuta un possibile meccanismo di rottura in cui i bulloni sull'anima della trave sono soggetti esclusivamente a taglio, poichè su di essi è situata la cerniera ideale propria del collegamento; pertanto, i bulloni sul pilastro sono soggetti a sforzo tranciante in direzione Y e allo sforzo legato al momento parassita in direzione X ma anche alla trazione dovuta all'eccentricità  $e_1 = 30 \text{ mm}$ . Lo sforzo di trazione è:

$$F_{t, EDi} = \frac{T_{ED} \cdot e_1 \cdot r_{max}}{\sum_i r_i^2} = \frac{50 \cdot 30}{50 \cdot 50^2} = 15 \text{ KN}$$



Secondo la normativa, per i bulloni soggetti a taglio e trazione deve risultare verificata la seguente equazione:

$$\frac{R_{ED}}{F_{v, RD}} + \frac{F_{t, ED_{max}}}{1.4 \cdot F_{r, RD}} \leq 1$$

dove:

$$F_{t, RD} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 66.24 \text{ KN}$$

In questo caso la verifica risulta soddisfatta poichè:

$$\frac{R_{ED}}{F_{v, RD}} + \frac{F_{t, ED_{max}}}{1.4 \cdot F_{r, RD}} = 0.60$$

## 8.2 Collegamento trave di bordo - piattabanda pilasto

I calcoli sono identici a quelli del collegamento trave principale-colonna ma in questo caso abbiamo  $T_{ED} = 50 \text{ KN}$  Il taglio che agisce su ogni bullone sarà:

- Lato anima:

$$V_{ED} = \frac{T_{ED}}{6} = 10.16 \text{ KN}$$

- Lato pilastro:

$$V_y = \frac{\left(\frac{T_{ED}}{2}\right)}{3} = 10.16 \text{ KN}$$

$$M_{ED} = T_{ED} \cdot e = 61 \cdot 34 = 2074 \text{ KNmm}$$

$$V_x = \frac{M_{ED} \cdot r_{max}}{\sum_i r_i^2} = \frac{2074 \cdot 50}{2 \cdot 50^2} = 20.7 \text{ KN}$$

Sul bullone più sollecitato agirà:

$$R_{ED} = \sqrt{V_y^2 + V_x^2} = 23.1 \text{ KN}$$

**verifica a tranciamento dei bulloni**

$$R_{ED} \leq F_{v, RD} \longrightarrow 23.1 < 44.33 \text{ KN}$$

**verifica a rifollamento**

$$R_{ED} \leq F_{b, RD}$$

$$k = 2,5 \text{ e } \alpha = 0.71 \longrightarrow F_{b, RD} = 51.12 \text{ KN}$$

**verifica delle squadrette**

Dovrà essere verificata la seguente:

$$\sigma = \frac{M_{ED}}{(W_x)_n} = 39.06 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{ED}}{A_n} = 33.15 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{id} = 69.45 \leq f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

**verifica di resistenza della sezione indebolita**

$$\sigma = \frac{M_{ED}}{(W_x)_n} = 3.41 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{ED}}{A_n} = 11.96 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{id} = 20.99 < f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

**verifica del meccanismo "block shear"**

$$T_{ED} = 61 \text{ KN} < V_{eff, RD} = 196.54 \text{ KN}$$

**verifica a taglio-trazione**

$$\frac{R_{ED}}{F_{v, RD}} + \frac{F_{t, ED_{max}}}{1.4 \cdot F_{r, RD}} \leq 1$$

In questo caso la verifica risulta soddisfatta poichè:

$$\frac{R_{ED}}{F_{v, RD}} + \frac{F_{t, ED_{max}}}{1.4 \cdot F_{r, RD}} = 0.71$$

**8.3 Collegamento putrella - trave principale**

I calcoli sono identici a quelli del collegamento trave principale-colonna, anche in questo caso abbiamo  $T_{ED} = 50 \text{ KN}$  Il taglio che agisce su ogni bullone sarà:

- Lato anima:

$$V_{ED} = \frac{T_{ED}}{6} = 8.33 \text{ KN}$$

- Lato pilastro:

$$V_y = \frac{\left(\frac{T_{ED}}{2}\right)}{3} = 8.33 \text{ KN}$$

$$M_{ED} = T_{ED} \cdot e = 50 \cdot 34 = 1700 \text{ KNmm}$$

$$V_x = \frac{M_{ED} \cdot r_{max}}{\sum_i r_i^2} = \frac{1700 \cdot 50}{2 \cdot 50^2} = 17 \text{ KN}$$

Sul bullone più sollecitato agirà:

$$R_{ED} = \sqrt{V_y^2 + V_x^2} = 18.93 \text{ KN}$$

**verifica a tranciamento dei bulloni**

$$R_{ED} \leq F_{v, RD} \rightarrow 17 < 44.33 \text{ KN}$$

**verifica a rifollamento**

$$R_{ED} \leq F_{b, RD}$$

$$k = 2,5 \text{ e } \alpha = 0.71 \rightarrow F_{b, RD} = 43.92 \text{ KN}$$

**verifica delle squadrette**

$$\sigma = \frac{M_{ED}}{(W_x)_n} = 32.02 \text{ N/mm}^2$$

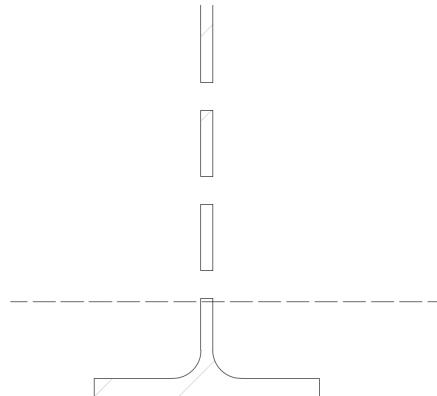
$$\tau = \frac{T_{ED}}{A_n} = 27.17 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{id} = 56.92 \leq f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

**verifica di resistenza della sezione indebolita**

in figura 8.5 è riportata la sezione indebolita della trave IPE 240 soggetta alla verifica.



**Figura 8.5:** Sezione indebolita della trave IPE 240

dove  $A_n = 2200 \text{ mm}^2$  è l'area netta della sezione e  $(W_x)_{sup} = 31226.21 \text{ mm}^3$  è il modulo di resistenza dalla parte superiore (inferiore rispetto a quella della parte inferiore) della sezione netta della trave. Si ha così:

$$\sigma = \frac{M_{ED}}{(W_x)_n} = 54.44 \text{ N/mm}^2$$

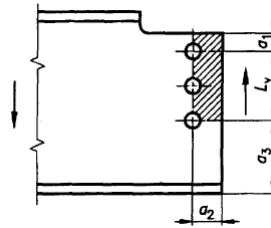
$$\tau = \frac{T_{ED}}{A_n} = 22.73 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{id} = 67.18 < f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

verifica del meccanismo "block shear"



**Figura 8.6:** meccanismo di collasso in una trave con estremità mortesata

$$T_{ED} = 50 \text{ KN} < V_{eff, RD} = 187.15 \text{ KN}$$

verifica a taglio-trazione

$$\frac{R_{ED}}{F_{v, RD}} + \frac{F_{t, ED_{max}}}{1.4 \cdot F_{r, RD}} \leq 1$$

In questo caso la verifica risulta soddisfatta poichè:

$$\frac{R_{ED}}{F_{v, RD}} + \frac{F_{t, ED_{max}}}{1.4 \cdot F_{r, RD}} = 0.60$$

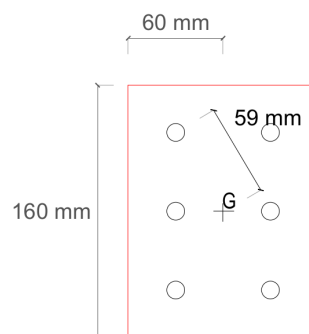
## 8.4 Collegamento trave secondaria-pilastro

Per questo collegamento si utilizza un moncherino saldato all'anima del pilastro di dimensioni uguali a quelle della trave secondaria, evitando così di forare l'anima della colonna.

Risulterà necessaria, pertanto, la verifica delle saldature.

Si utilizza una piastra rettangolare per cui ognuna delle due file di bulloni sarà soggetta ad uno sforzo di taglio.

La piastra utilizzata è rappresentata in figura 8.7.



**Figura 8.7:** piastra di collegamento

Il taglio che agisce sul singolo bullone è:

$$V_{ED} = \frac{T_{ED}}{6} = 8.33 \text{ KN}$$

con  $T_{ED} = 50 \text{ KN}$  perchè abbiamo,  $n_b = 3$  (numero di bulloni sulla piattabanda del pilastro) e poichè l'anima della trave si trova tra due pistre  $n_s = 2$ .

Si calcola a questo punto lo sforzo legato al momento parassita generato dall'eccentricità e tra le due file di bulloni, distribuendo lo sforzo in maniera proporzionale rispetto alla distanza dal baricentro della piastra:

$$M_{ED} = T_{ED} \cdot e = 50 \cdot 30 = 1500 \text{ KNmm}$$

$$V_x = \frac{M_{ED} \cdot r_{max}}{\sum_i r_i^2} = \frac{1500 \cdot 59}{2 \cdot 59^2} = 14.58 \text{ KN}$$

dove  $r_i$  è la distanza dal baricentro della piastra, in questo caso valutata inclinata rispetto al foro dei bulloni.

Sul bullone più sollecitato agirà la risultante di  $V_y$  e  $V_x$  :

$$R_{ED} = \sqrt{V_y^2 + V_x^2} = 16.8 \text{ KN}$$

#### verifica a tranciamento dei bulloni

$$R_{ED} = 16.8 \leq F_{v, RD} = 44.33 \text{ KN}$$

#### verifica a rifollamento

Il fenomeno di rifollamento consiste nell'ovalizzazione dei fori realizzati per il posizionamento dei bulloni, ed interessa l'elemento di spessore minore, ovvero l'anima della trave. La verifica, realizzata secondo normativa (EC3 6.5.1.2), è la seguente:

$$R_{ED} \leq F_{b, RD}$$

dove la resistenza a rifollamento è:

$$k = 2,5 \text{ e } \alpha = 0.71 \longrightarrow F_{b, RD} = 43.92$$

Questa verifica è soddisfatta.

In questo caso, le verifiche del meccanismo "block shear" e la verifica della sezione indebolita sono trascurabili poichè già prima queste verifiche risultavano soddisfatte per lo stesso sforzo tagliante per la trave mortisata che ha un'area netta minore di questa.

Pertanto si passa alle verifiche della saldatura.

#### verifica saldature

Per le saldature si considera una sollecitazione di taglio  $T_{ED} = 50 \text{ KN}$  e un momento dato dalla lunghezza del moncherino di trave per il taglio.

$$M_{parassita} = T_{ED} \cdot l_{moncherino} = 50 \cdot 240 = 12000 \text{ KNmm}$$

A favore di sicurezza affideremo tutto il taglio alla saldatura sull'anima, e si progettano le saldature sulle piattabande in modo che resistano alla tensione indotta dal momento parassita. Si decide di realizzare tutte le saldature con una altezza

di gola di 4 mm in modo tale da rispettare il criterio di progettazione delle CNR UNI 10011-67 dove, i cordoni d'angolo che uniscono due lamiere di spessore  $t_1$  e  $t_2$  (con  $t_1 > t_2$ ) devono avere lato  $b$  soddisfacente le condizioni di carico e la seguente limitazione:

$$0,5t_2 \leq b \leq t_2$$

nel nostro caso  $b = a/0.71 = 5,60 \text{ mm}$ , con  $t_2 = 6,1 \text{ mm}$ .

#### verifica delle saldature sull'anima

Si realizzano saldature di altezza  $h = 180 \text{ mm}$  e si verifica:

$$t_{//} = \frac{T_{ED}}{2 \cdot a \cdot h} = 34.72 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

con  $\beta_1 = 0.85$

#### verifica delle saldature sulla piattabanda

Si realizzano saldature di larghezza  $b = 120 \text{ mm}$ , ovvero la larghezza della piattabanda del moncherino;  $n_{\perp}$  attraverso questo calcolo (in favore di sicurezza):

$$n_{\perp} = \frac{M_{parassita}}{h \cdot (a \cdot b + a \cdot b/2)} = 69.44 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

## 8.5 collegamento trave di bordo-pilastro (anima)

Le verifiche da realizzare per questo collegamento sono analoghe a quelle relative al caso precedente, che, qui devo saldare un moncherino IPE 300 ed ho anche una sollecitazione di  $T_{ED} = 61 \text{ KN}$ .

Anche la piastra è identica a quella del caso precedente.

$$V_{ED} = \frac{T_{ED}}{6} = 10,16 \text{ KN}$$

$$M_{ED} = T_{ED} \cdot e = 61 \cdot 30 = 1830 \text{ KNmm}$$

$$V_x = \frac{M_{ED} \cdot r_{max}}{\sum_i r_i^2} = \frac{1830 \cdot 59}{2 \cdot 59^2} = 15.7 \text{ KN}$$

$$R_{ED} = \sqrt{V_y^2 + V_x^2} = 18.7 \text{ KN}$$

#### verifica a tranciamento dei bulloni

$$R_{ED} = 18.7 \leq F_{v, RD} = 44.33 \text{ KN}$$

#### verifica a rifollamento

$$R_{ED} \leq F_{b, RD}$$

dove la resistenza a rifollamento è:

$$k = 2,5 \text{ e } \alpha = 0.71 \longrightarrow F_{b, RD} = 43.92$$

Verifica soddisfatta.

**verifica saldature**

$$M_{parassita} = T_{ED} \cdot l_{moncherino} = 61 \cdot 240 = 14640 \text{ KNmm}$$

Si decide di realizzare tutte le saldature con un' altezza di gola di 4 mm.

**verifica delle saldature sull'anima**

Si realizzano saldature di altezza  $h = 230 \text{ mm}$  :

$$t_{//} = \frac{T_{ED}}{2 \cdot a \cdot h} = 31.77 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

con  $\beta_1 = 0.85$

**verifica delle saldature sulla piattabanda**

Si realizzano saldature di larghezza  $b=150 \text{ mm}$ , ovvero la larghezza della piattabanda del moncherino;  $n_{\perp}$  attraverso questo calcolo (in favore di sicurezza):

$$n_{\perp} = \frac{M_{parassita}}{h \cdot (a \cdot b + a \cdot b/2)} = 54.22 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 199.75 \text{ N/mm}^2$$

**8.6 collegamento colonna-colonna**

Questo collegamento viene realizzato per semplicità durante la fase costruttiva. Pertanto questo collegamento verrà effettuato ad altezza  $h=5.25 \text{ m}$ . Essendo in tal punto le sollecitazioni molto ridotte, si opta per una progettazione a completo ripristino plastico, inserendo, come sforzo sollecitante, la resistenza ultima del profilo.

$$N_{ED} = N_{ult} = A \cdot f_{yd} = 7680 \cdot 224 = 1718 \text{ KN}$$

Si useranno coprighiunti di piattabanda aventi spessore  $t_{cp} = 12 \text{ mm}$  posizionati sia all'interno che all'esterno del profilo, e coprighiunti d'anima aventi spessore  $t_{ca} = 8 \text{ mm}$

**predimensionamento del numero di bulloni**

Si effettua un predimensionamento del numero minimo di bulloni necessari:

$$n_{piatt} = \frac{N_{piatt}}{2 \cdot F_{v, RD}} = 10.7$$

$$n_{anima} = \frac{N_{anima}}{2 \cdot 2 \cdot F_{v, RD}} = 3.5$$

Si adotta una soluzione che prevede 24 bulloni per le piattabande e 8 bulloni per l'anima.

**verifica a tranciamento dei bulloni**

$$V_{ED_{anima}} = 32.27 \leq F_{v, RD} = 44.33 \text{ KN}$$

$$V_{ED_{piatt}} = 28.2 \leq F_{v, RD} = 44.33 \text{ KN}$$

**verifica a rifollamento**

$$V_{ED_{anima}} = 32.27 \leq F_{b, RD} = 50.4 \text{ KN}$$

$$V_{ED_{piatt}} = 28.2 \leq F_{b, RD} = 86.4 \text{ KN}$$

**verifica della sezione indebolita**

In questo caso, poichè il collegamento è stato realizzato a completo ripristino plastico, questa verifica non potrà mai essere verificata se come sollecitazione abbiamo quella ultima del profilo.

Pertanto verrà eseguita con il taglio dato dall'analisi che è  $N=400 \text{ KN}$ .

$$\sigma = \frac{N_{ED}}{A_n} = 53 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

**8.7 collegamento colonna-fondazione**

Si realizza un collegamento che rispetti lo schema di calcolo di pilastro incernierato: pertanto si dispongono i tirafondi (M20 classe 8.8) in posizione piuttosto centrale sulla piastra, in modo da rendere minima la coppia resistente garantita. Si è deciso di posizionare due costole di irrigidimento saldate a completa penetrazione, in modo da ridurre lo spessore necessario per la piastra di base.

L'ancoraggio dei tirafondi viene realizzato tramite uncini.

Infine, si decide di inserire un tacco di taglio per completare il giunto di base, anche se per lo schema di calcolo seguito la sollecitazione di taglio alla base della colonna è trascurabile.

Si assumono come sforzi sollecitanti:

$$N_{ED} = 600 \text{ KN}$$

$$M_{ED} = N_{ED} \cdot e_{accidentale} = 7.2 \text{ KNm}$$

Dove si considera  $e_{accidentale} = 5\% H$  l'eccentricità accidentale dello sforzo normale sulla colonna.

**verifica della colonna**

Si verifica la resistenza del profilo:

$$\sigma = \frac{N_{ED}}{A_c} + \frac{M_{ED}}{(W_c)} = 88.79 < f_{yd} = 224 \text{ N/mm}^2$$

**verifiche saldature del profilo**

Si realizzano saldature con altezza di gola  $a = 7 \text{ mm}$ . Sulle piattabande del profilo HE 240 B si ha una lunghezza della saldatura esterna di  $b=230 \text{ mm}$  mentre all'interno si hanno due saldature con estensione  $b^*=90 \text{ mm}$ . Sull'anima si hanno due saldature con  $h=160 \text{ mm}$ . Pertanto:

$$A_{sald} = 8120 \text{ mm}^2$$

$$W_{sald} = 423225.44 \text{ mm}^3$$



$$n_{\perp} = \frac{N}{A_{sald}} + \frac{M}{W_{sald}} = 78.14 + 10.67 = 88.79 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica:

$$n_{\perp} = 88.79 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 f_d = 156.8 \text{ N/mm}^2$$

### verifica sezione di contatto piastra-plinto

Questa verifica viene effettuata considerando una normale sezione presso inflessa di dimensioni pari a quelle della piastra (a=380 mm e b= 310 mm), nella quale i tirafondi fungono da armatura.

Per prima cosa si verifica che la forza normale agente sulla piastra, si trovi nel nocciolo centrale d'inerzia della sezione.

$$e = \frac{M}{N} = 12 \text{ mm} \leq \frac{a}{6} = 63.33 \text{ mm}$$

In questo caso la sezione risulta tutta compressa.

$$\sigma_{cmax} = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{W_c} = 6.06 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 11.76 \text{ N/mm}^2$$

dove  $\gamma_c = 1.5$

### dimensionamento e verifica dell'ancoraggio

Per i tirafondi dovrà essere verificato l'ancoraggio. Per l'aderenza, si assume il valore della tensione tangenziale ultima:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 8.98 \text{ N/mm}^2$$

con  $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 13.47 \text{ N/mm}^2$  e  $\eta = 1$ .

Per la verifica dell'ancoraggio, conoscendo il diametro ( $\phi 20$  nel nostro caso) del tirafondo si procede al calcolo dello sforzo massimo di trazione che può sopportare il tirafondo:

$$N = \frac{A_{f_{tirafondo}}}{f_{yk} \cdot 1.15} = 70.37 \text{ KN}$$

Si calcola la lunghezza del tirafondo che resiste all'aderenza:

$$l = 350 \text{ mm} > l_{min} = 150 \text{ mm}$$

Si verifica l'aderenza:

$$\tau_{aderenza} = \frac{N}{\pi \phi l} = 3.18 \text{ N/mm}^2 \leq f_{bd} = 8.98 \text{ N/mm}^2$$

Per il diametro della rosetta:

$$D \geq \phi_b \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{f_{ck}}} = 87.63 \text{ mm}$$

Per lo spessore della rosetta:

$$t \geq \phi_b \cdot \frac{\sqrt{3}}{4} = 8.66 \text{ mm}$$

Pertanto si utilizzerà una rosetta con D=100 mm e t=10 mm

### Verifica della piastra di base

Per quanto riguarda il calcolo, si fanno delle ipotesi approssimate che permettono di risalire molto semplicemente al dimensionamento della piastra stessa.

Poichè la piastra è irrigidita si considera come una trave continua appoggiata a livello degli irrigidimenti e caricata sempre dal diagramma delle tensioni sul calcestruzzo.

Il carico massimo agente sulla piastra è:

$$\sigma_{c_{max}} = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{W_c} = 6.06 \text{ N/mm}^2$$

La forza che il cls esercita sulla piastra è una forza trapezoidale, pertanto, per velocizzare il calcolo si assume una forza uniformemente distribuita con intensità  $\sigma_{c_{max}}$ .

$$q = \sigma_{c_{max}} \cdot 75 = 454.38 \text{ N/mm}$$

Il momento massimo si ha in mezzeria, e vale:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 817889.38 \text{ Nmm}$$

Per la verifica:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = 163.58 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yd} = 224$$

### Verifica delle nervature

Per le nervature si considera un modello a mensola sollecitata da:

$$q = \sigma_{c_{max}} \cdot 75 = 207.12 \text{ N/mm}$$

Pertanto, le sollecitazioni sulle nervature sono:

$$V = \frac{ql}{2} + q \cdot 75 = 27960.62 \text{ N}$$

$$M = V \cdot \frac{75}{2} = 2097046.41 \text{ N}$$

Si ricava:

$$\tau = \frac{V}{A_{nervatura}} = 27.96 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{nervatura}} = 125.82 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica dovrà risultare:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 134.82 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yd} = 224$$

## 8.8 collegamento trave-setti

Per il collegamenti delle travi con i setti si userà il sistema ancorante fischer con in figura 8.8.

Questo tipo di collegamento con il bullone evidenziato in 8.8 è usata per tutti i collegamenti trave-setto.

### **Basi della progettazione**

#### **Ancorante**

Sistema	fischer Ancorante a espansione FAZ II
Ancorante	Ancorante a espansione FAZ II 16/5, Acciaio zincato
Profondità di ancoraggio	65 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-05/0069, Opzione 1, Emesso 03/07/2017



**Figura 8.8:** Tipologia di ancorante

Questo sistema ancorante è stato verificato tramite il software fornito dall'azienda che esegue le seguenti analisi e ci fornisce il dispositivo di ancoraggio adeguato al nostro caso.

Le verifiche svolte sono:

- Rottura del bullone per sfilamento;
- Rottura per formazione del cono di calcestruzzo;
- Rottura a taglio del bullone;

La sollecitazione massima che agisce sulle travi che si collegano al setto è  $T_{ED} = 50 \text{ KN}$ , che genera un momento parassita di  $M_{ED} = 50 \cdot 150 = 7500 \text{ KNmm}$ . Pertanto si progetteranno i collegamenti con tale sollecitazione.

8.8.1 collegamento IPE 300-setto

Le caratteristiche di questo collegamento sono riassunte in 8.9.

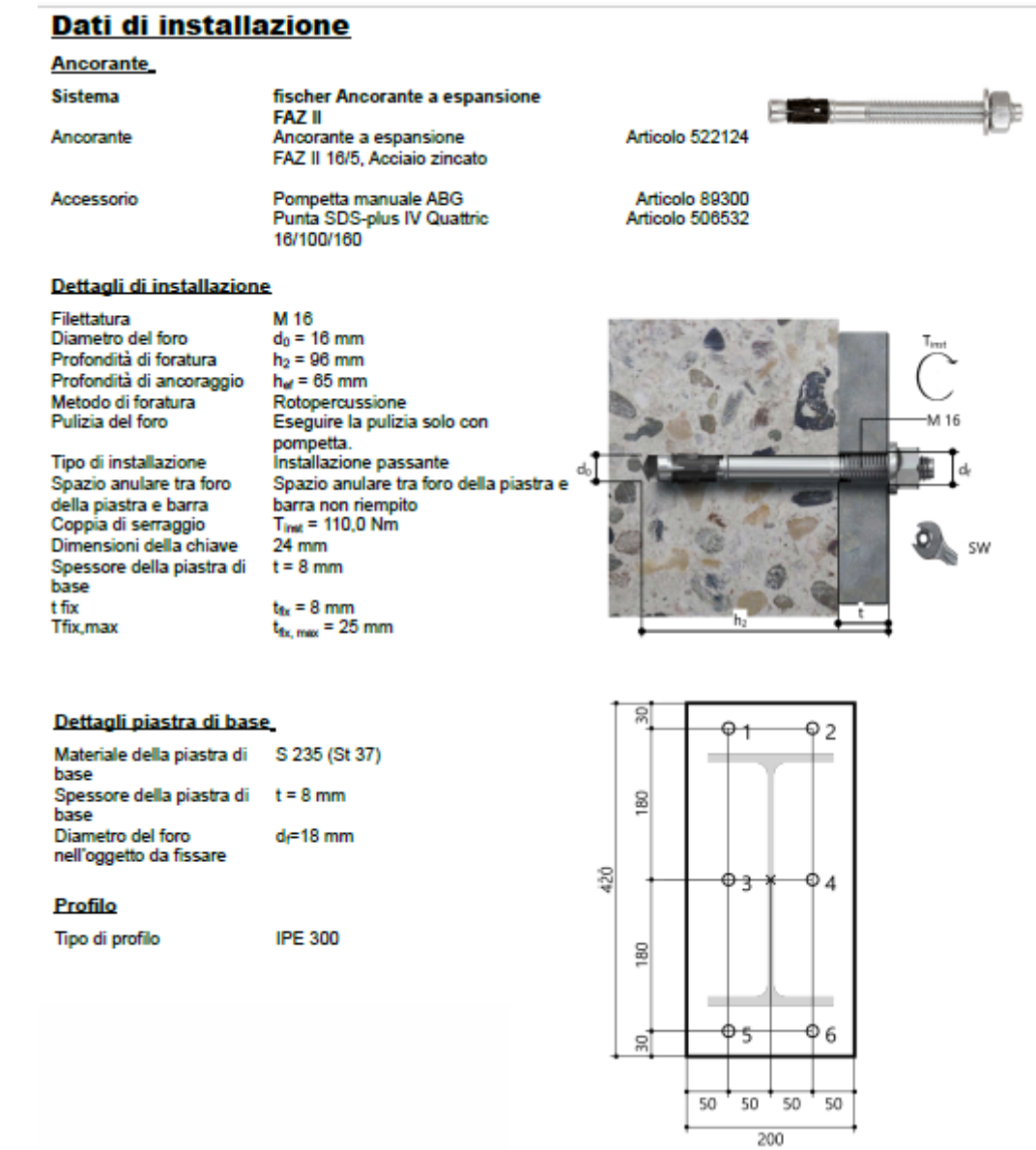


Figura 8.9: Dati collegamento

### 8.8.2 collegamento IPE 240-setto

Le caratteristiche di questo collegamento sono riassunte in 8.10.

#### **Dati di installazione**

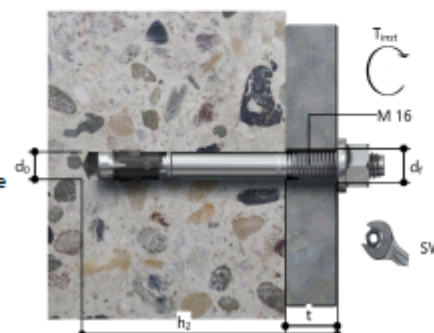
##### **Ancorante**

Sistema	fischer Ancorante a espansione FAZ II	
Ancorante	Ancorante a espansione FAZ II 16/5, Acciaio zincato	Articolo 522124
Accessorio	Pompetta manuale ABG Punta SDS-plus IV Quattric 16/100/160	Articolo 89300 Articolo 506532



##### **Dettagli di installazione**

Filettatura	M 16
Diametro del foro	$d_0 = 16 \text{ mm}$
Profondità di foratura	$h_2 = 96 \text{ mm}$
Profondità di ancoraggio	$h_{ef} = 65 \text{ mm}$
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Eeguire la pulizia solo con pompetta.
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra non riempito	
Coppia di serraggio	$T_{int} = 110,0 \text{ Nm}$
Dimensioni della chiave	24 mm
Spessore della piastra di base	$t = 8 \text{ mm}$
$t_{fix}$	$t_{fix} = 8 \text{ mm}$
$T_{fix,max}$	$t_{fix,max} = 25 \text{ mm}$



##### **Dettagli piastra di base**

Materiale della piastra di base	S 235 (St 37)
Spessore della piastra di base	$t = 8 \text{ mm}$
Diametro del foro nell'oggetto da fissare	$d_f = 18 \text{ mm}$

##### **Profilo**

Tipo di profilo	IPE 240
-----------------	---------

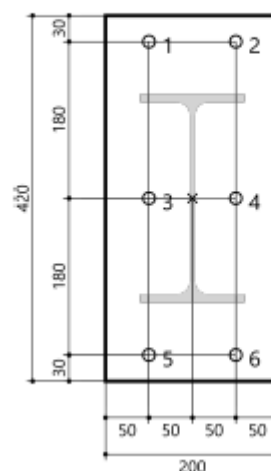
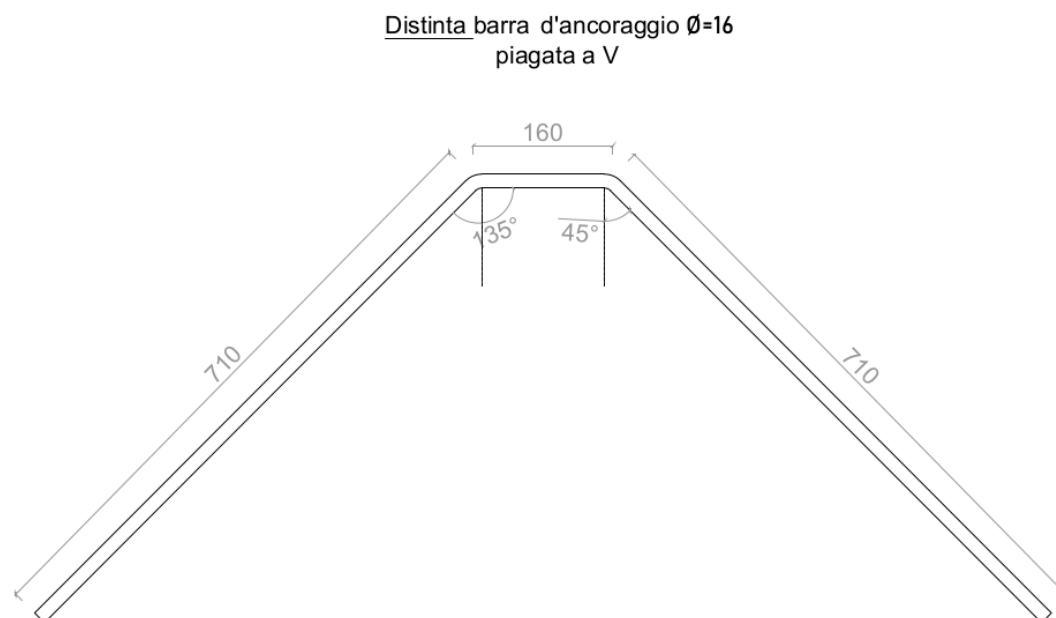


Figura 8.10: Dati collegamento

Poichè in tutto il progetto questo collegamento si ripete solo 12 volte, si preferisce utilizzare la stessa piastra utilizzata per il collegamento IPE300-setto che si ripete 36 volte.

## 8.9 collegamento solaio-setto

Il collegamento parete solaio prevede una piastra come nel collegamento tra parete e trave d'acciaio; alla piastra saranno saldati delle barre piegate a V da annegare nella soletta del solaio per garantire un'ottimale trasmissione delle forze.



**Figura 8.11:** Particolare della barra da annegare nella soletta

Il compito di sostenere il solaio è stato affidato ad un angolare ad L ad ali uguali di dimensione 120x120x10. Tale profilo è stato verificato a flessione, taglio.

### verifiche in campo elastico

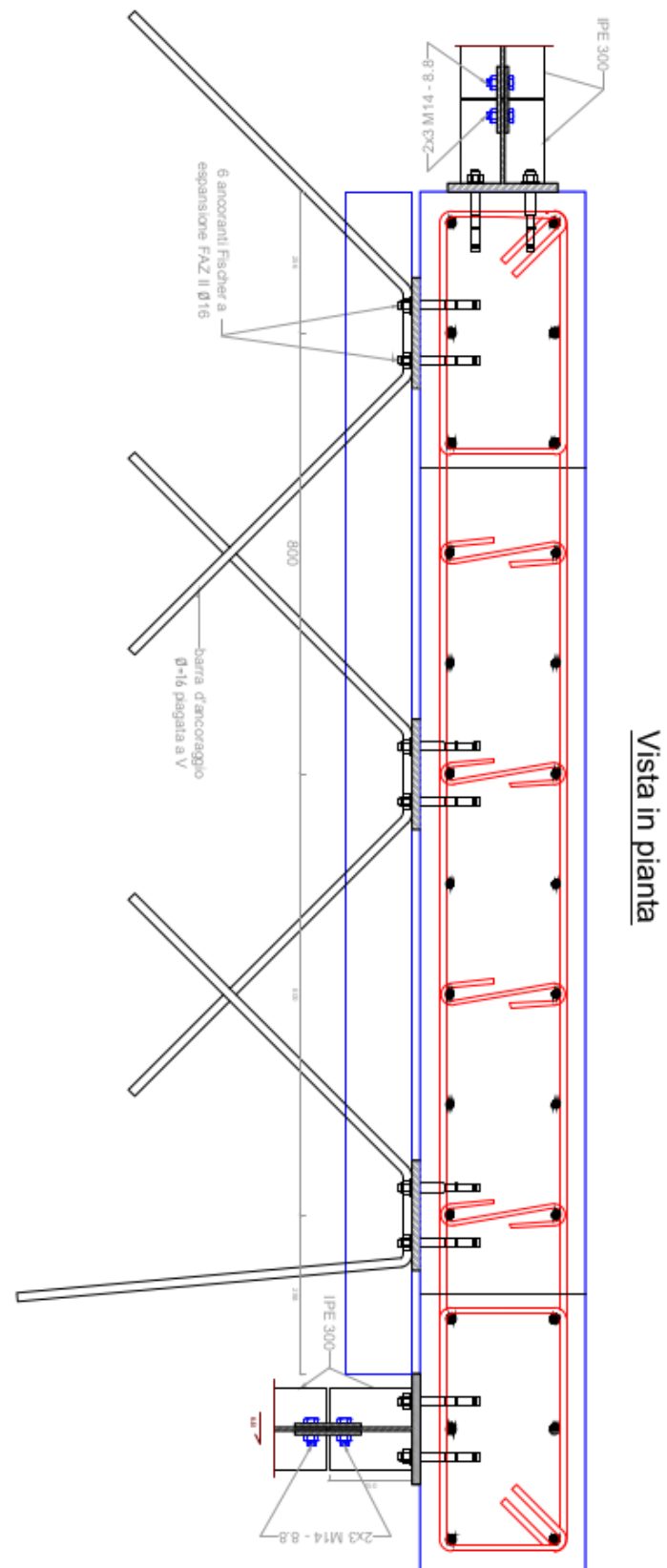
#### flessione

$$\sigma_{ED} = \frac{M_{ED}}{W} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \sigma_{ED} = \frac{4.80}{36.03} \cdot 1000 = 133.04 \text{ N/mm}^2 \leq 224 \text{ N/mm}^2$$

#### taglio

$$\tau_{maxED} = \frac{V_{ED}}{t_{an} \cdot h_{an}} \leq \tau_d = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$\tau_{ED} = \frac{9.59}{10 \cdot 120} \cdot 1000 = 7.98 \text{ N/mm}^2 \leq 129.2 \text{ N/mm}^2$$



**Figura 8.12:** Particolare del collegamento parete-solaio

# Capitolo 9

## Fondazioni

Per progettare le fondazioni abbiamo ipotizzato di trovarci in un terreno sabbioso in assenza di falda, con le seguenti caratteristiche:

- $\gamma = 18.5 \text{ KN}/m^3$  peso specifico del terreno;
- $c' = 0 \text{ KN}/m^3$  coesione;
- $\varphi = 32^\circ$  angolo di attrito interno;

### 9.1 Predimensionamento per Carico Limite

Per la valutazione del carico limite è stato fatto riferimento alla formula generale di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

dove:

- i termini  $N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  sono detti fattori di capacità portante della fondazione, e valgono:

$$\begin{aligned} - N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi' \\ - N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ - N_q &= e^{\pi \tan \phi' \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \end{aligned}$$

- i termini  $s_\gamma$ ,  $s_c$ ,  $s_q$  sono detti fattori di forma della fondazione, e valgono:

$$\begin{aligned} - s_\gamma &= 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \sin \phi' \\ - s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \cdot \frac{B}{L} \\ - s_q &= s_\gamma \end{aligned}$$

- i termini  $d_\gamma$ ,  $d_c$ ,  $d_q$  sono detti fattori di profondità della fondazione, e valgono:

$$\begin{aligned} - d_\gamma &= 1 \\ - d_c &= d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi'} \\ - d_q &= 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \arctan \frac{D}{B} \quad \text{per } D > B \end{aligned}$$



Nel nostro caso i coefficienti  $g$  (fattore di inclinazione del piano campagna),  $i$  (fattore di inclinazione della risultante delle forze),  $b$  (fattore di inclinazione della base della fondazione) sono uguali a 1, poichè ci troviamo nel caso in cui non vi è inclinazione in tutti e 3 i casi. Inoltre, essendo la fondazione poggianti su un terreno sabbioso (terreno granulare) le condizioni critiche nei confronti della rottura si verificano a lungo termine dopo l'applicazione del carico. In questo caso è lecito porre ponendo  $c' = 0$  ed effettuare l'analisi in condizioni drenate con la formulazione di  $q_{lim}$  trattata precedentemente trascurando quindi il caso in condizioni non drenate.

Grazie a questa formulazione possiamo effettuare un predimensionamento delle dimensioni del plinto scegliendo per tentativi le dimensioni affinché la verifica a carico limite risulti soddisfatta. Nel nostro caso abbiamo un plinto quadrato di 1.5x1.5 m con una profondità dal piano di posa di 60 cm.

### 9.1.1 Verifica

La verifica è soddisfatta se:

$$Domanda = q_{ED} < q_{RD} = Capacity$$

- $q_{ED}$  è il valore di progetto della pressione sul terreno e vale:

$$q_{ED} = \frac{N_{ED}}{A_b}$$

- $N_{ED}$  è lo sforzo normale derivante dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti A1 (Tabella 6.2.I – NTC), a tale sforzo può essere aggiunto il peso della fondazione come fatto nei nostri calcoli;
- $A_b$  è l'impronta del plinto di fondazione, prodotto della base per la lunghezza.
- $q_{RD}$  è il valore della resistenza di progetto del terreno e si trova dividendo il carico limite per il coefficiente parziale di sicurezza riportato nella Tabella 6.4.I – NTC ( $\gamma_R = 2.3$ ).

$$q_{RD} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R}$$

Nella figura 9.1, si riporta la verifica per il pilastro maggiormente sollecitato.

D	q'	B=L
m	KN/m <sup>2</sup>	m
0,6	11,1	1,5

Nq	NY	Nc
-	-	-
23,18	20,79	35,49

sc	sq	sY
-	-	-
1,65	1,33	1,33

dq	dc	dY
-	-	-
1,110	1	1

iq	ic	iY
-	-	-
1,0000	1,0000	1,0000

qlim	Peso F.	$\sigma_{ED}=N/A$
KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
760,93	15,00	264,00

Verifica

qED	qRD =qlim/γ <sub>RD</sub>	qED/qRD <1
KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	-
279,00	330,84	verifica

Figura 9.1: verifica per carico limite

## 9.2 Stima della k di Winkler

Poichè non si hanno prove a disposizione (CPT,SPT ecc...) la stima della costante di Winkler si fa in base alla formulazione proposta da C.Viggiani.

$$K = K_1 \left( \frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

con  $K_1 = 50000 \text{ KN/m}^3$  ricavato dalle tabelle fornite dell'autore. Nel nostro caso:

$$K = 50000 \text{ KN/m}^3 \text{ per i plinti}$$

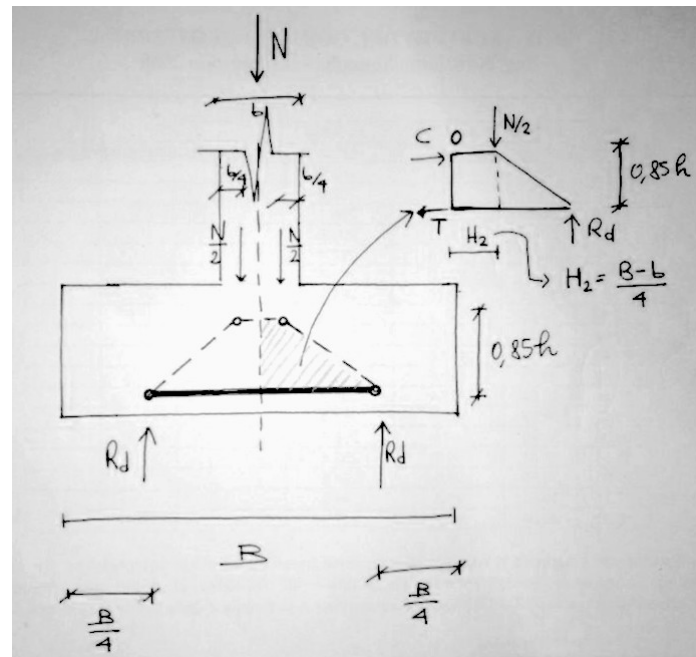
$$K = 27500 \text{ KN/m}^3 \text{ per le fondazioni nastriformi}$$

## 9.3 Progetto e verifica del plinto

Nel nostro caso, si decide di studiare il plinto come un elemento tozzo poichè:

$$\nu < 2h$$

Pertanto si schematizza il comportamento del plinto con il modello Puntone-Tirante, vedi figura 9.2



**Figura 9.2:** modellazione per l'analisi del plinto

Pertanto, si ha:

$$T_d = \frac{N}{8} \cdot \frac{(B - b)}{0.85h} = 244.6 \text{ KN}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{T_d}{f_{yd}} = 625.5 \text{ mm}^2$$

si decide di utilizzare  $8\phi 14/20 \rightarrow A_s = 1231.50 \text{ mm}^2$  in zona tesa.

Nella zona compressa invece:

$$A_{s'} = \frac{A_s}{2} = 615.75 \text{ mm}^2 \rightarrow 8\phi 10/20 \rightarrow A_{s'} = 628.31 \text{ mm}^2$$

### 9.3.1 verifica taglio/punzonamento

Per l'eurocodice 2 al 4.3.4.5.1 si deve verificare:

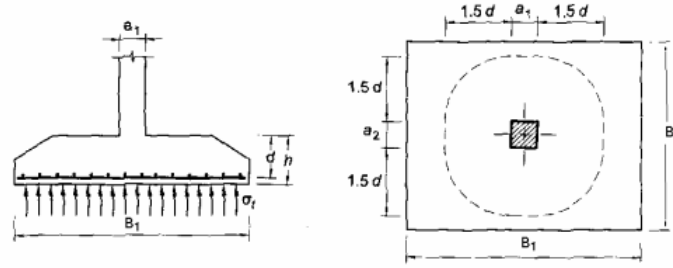
$$V_{ED} \leq V_{RD}$$

con:

$$V_{RD} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40\rho_l)] \cdot d_1 \cdot B_1$$

dove:

- $\tau_{rd} = 0.25f_{ctd}$  è resistenza unitaria a taglio di calcolo per elementi senza armatura a taglio;
- $\rho_l$  percentuale di armatura;
- $k$  è un coefficiente che dipende da:  
 $d_1 \geq 0.6 \text{ m} \rightarrow k = 1;$   
 $d_1 < 0.6 \text{ m} \rightarrow k = 1.6 - d_1$



**Figura 9.3:** Modello per la verifica a punzonamento

Nel nostro caso:

$$V_{RD} = 374.07 \text{ KN} > V_{ED} = 297.76 \text{ KN}$$

Pertanto non c'è bisogno di ulteriori armature dovute all'effetto del punzonamento.

## 9.4 Progettazione della trave di collegamento

Quando si opera in zone sismiche, l'impiego di fondazioni a plinto è ancora possibile secondo la NTC18, purché questi siano collegati fra loro da travi ordite secondo due direzioni ortogonali, in grado quindi di trasmettere sia sforzi di trazione che di compressione.

Come definito al 7.2.5, la trave sarà progettata secondo la seguente azione assiale (poiché siamo in un terreno di tipologia C):

$$N_{trave} = \pm 0.4 N_{sd} \cdot a_{max} / g$$

dove  $N_{sd}$  è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:  $a_{max} = a_g \cdot S$  in cui  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Nel nostro caso:

$$S = S_s \cdot S_T = 1.462 \cdot 1 = 1.462$$

$$N_{trave} = \pm 0.4 \cdot 595 \cdot 0.167 \cdot 1.462 = \pm 58.1 \text{ KN}$$

### 9.4.1 Progettazione dell'armatura longitudinale

L'armatura richiesta dipende dallo sforzo di trazione, calcolato precedentemente. Pertanto, trascurando a favore di sicurezza la resistenza a trazione del calcestruzzo, si deve verificare:

$$N_{RD} = A_s \cdot f_{yd} > N_{trave} \longrightarrow A_{smin} = \frac{N_{trave}}{f_{yd}} = 148.6 \text{ mm}^2$$

Si utilizzerà un armatura  $4\phi 14 \longrightarrow A_s = 615.75 \text{ mm}^2$

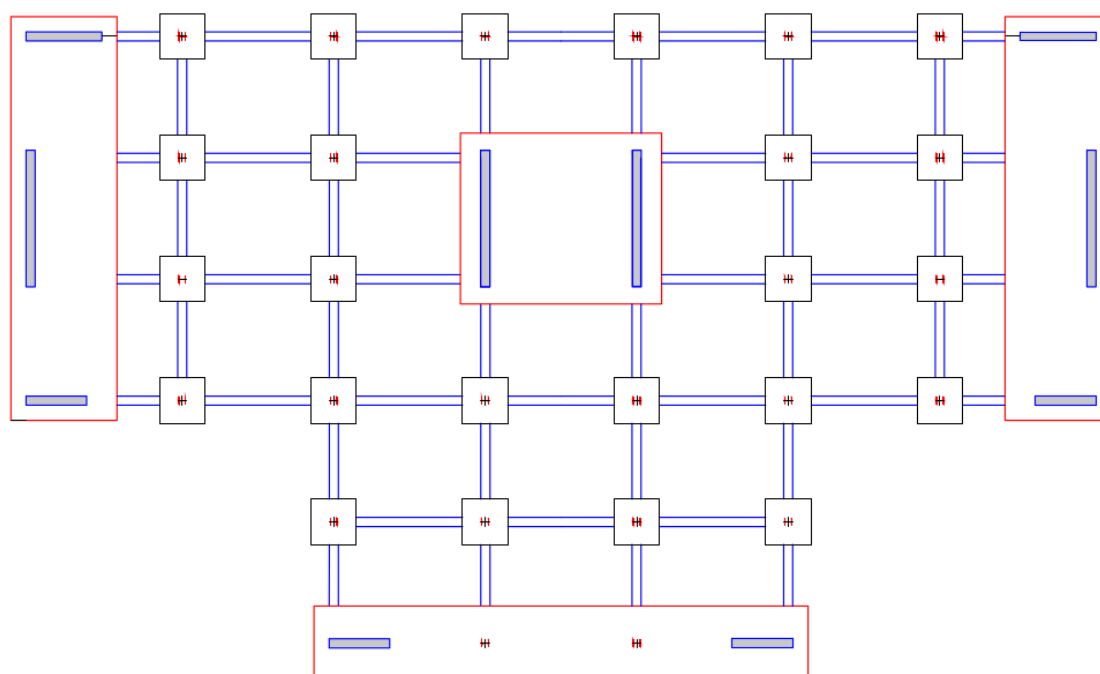
### 9.4.2 Progettazione dell'armatura a taglio

Per la progettazione dell'armatura a taglio, si fa riferimento ai minimi normativi per una trave in zona sismica.

Pertanto si utilizzeranno staffe  $\phi 8/20$  nella parte centrale della trave, mentre nella zona vicino al plinto  $\phi 8/10$ .

## 9.5 Fondazione setti

Per quanto riguarda la fondazione dei setti, poichè in queste zone è presente un elevato momento flettente e vista la vicinanza di questi elementi costruttivi, si prevedono in tutto 4 piastre di fondazione, una quadrata nella parte centrale della struttura, dove confluiranno anche le scale e altre 3 piastre rettangolari, disposte come in figura 9.4



**Figura 9.4:** Pianta fondazioni

Inserire queste piastre di fondazione è necessario per la verifica del qlim. In più, come definito al 7.2.5 NT18 il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- 1 quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo ( $q=1.5$ );
- 2 quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni sulla

struttura), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio.

Calcolo in capacità ( $N_{ED}$ ,  $M_{RD}(N_{ED})$ ,  $V_{RD}$ )

- 3 quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";

I requisiti da rispettare per poter scegliere la più idonea delle 3 combinazioni sono:

- a Allo SLV, la fondazione deve rimanere in campo elastico (ciascuna delle tre combinazioni verifica questo requisito);
- b formazione di un meccanismo plastico prima sulla sovrastruttura e poi in fondazione.

Questo è soddisfatto se:

- Se la Combinazione 2 > 3 allora la Combinazione 2 viene scartata;
- Se la Combinazione 2 < 3 allora la Combinazione 3 sovrastima le sollecitazioni;
- Se la Combinazione 2 > 1 allora si utilizzerà la Combinazione 1;
- Se la Combinazione 2 < 1 allora si utilizzerà la Combinazione 2;

Confrontando le sollecitazioni prodotte da queste combinazioni siamo giunti alla conclusione che le verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguite assumendo come azione in fondazione, (trasmessa dagli elementi soprastanti), quella derivante dall'analisi strutturale eseguita con la Combinazione 2.

### 9.5.1 limiti normativi

L'armatura longitudinale minima per una trave di fondazione in c.a in zona sismica è lo 0,2% dell'area della sezione, sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza, come specificato al § 7.2.5 NT18. Nel nostro caso, considerando la sola trave di fondazione su cui poggia il setto 1 e 10 si ha:

$$A_{cls} = 1.25 [m^2]$$

$$A_{s,min} = 0.002 \cdot A_{cls} = 0.002 \cdot 1250000 = 2500 [mm^2]$$

Per soddisfare le richieste della NT18 useremo dunque 17ϕ14 sia inferiormente che superiormente.

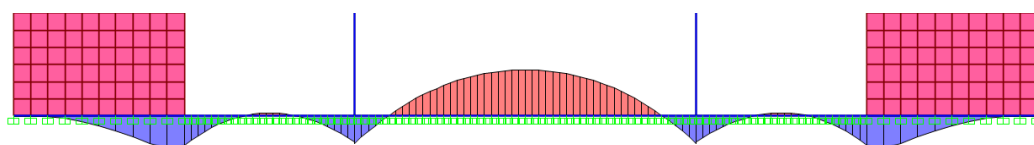
$$A_{s,eff} = 17\phi14 = 2616,95 [mm^2]$$

### 9.5.2 Verifica a Momento flettente (SLU)

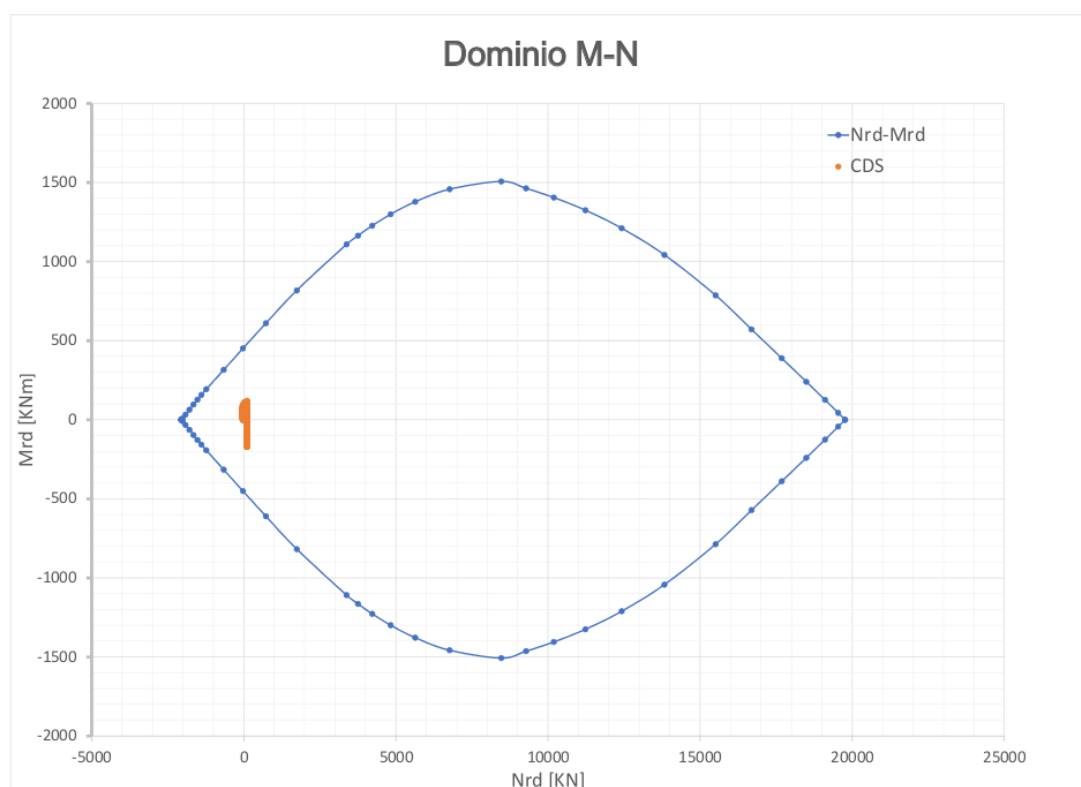
La verifica da effettuare rispetto la combinazione fondamentale è:

$$M_{rd} > M_{ed}$$

Per velocizzare i calcoli è stato costruito un dominio di resistenza  $M_{rd} - N_{rd}$  con il programma Open source "VcaSlu" per poi vedere se i valori  $M_{ed} - N_{ed}$  per ogni sezione della nostra trave ricadessero all'interno (verifica soddisfatta) o all'esterno (verifica non soddisfatta); questo procedimento è riportato in Figura 9.6. Nella figura 9.5 sono rappresentati gli andamenti dei momenti flettenti della trave di fondazione che stiamo analizzando.



**Figura 9.5:** Grafico del momento flettente (modello alla Winkler)



**Figura 9.6:** Verifica a momento flettente con Dominio M-N

### 9.5.3 Verifica a Taglio (SLU)

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti del traliccio ideale sono:

- le armature trasversali;
- le armature longitudinali;
- il corrente compresso di calcestruzzo;
- i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti §4.1.2.3.5.2 NT18:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si ha quando:

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

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

dove:

- La resistenza di calcolo a "taglio trazione" (riferimento all'armatura trasversale):

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

- La resistenza di calcolo a "taglio compressione" (riferimento al calcestruzzo d'anima):

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm);
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave (nel nostro caso  $\alpha = 90^\circ$ );
- $\nu f_{cd}$  è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu = 0.5$ );
- $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo assunto nel nostro caso pari ad 1 andando leggermente a favore di sicurezza.

Limitazioni normative:

- $A_{st}$  al metro deve essere almeno  $1.5b$  [ $mm^2/mm$ ] dove con  $b$  si indica lo spessore minimo della trave in mm; nel nostro caso:

$$A_{st} = 1.5 \cdot b = 1.5 \cdot 2500 = 3750 \text{ } [mm^2/mm]$$

- devono essere presenti almeno 3 staffe al metro;



- il passo tra le staffe deve essere minore di 0.8 volte l'altezza utile, per noi quindi:

$$s = 0.8 \cdot d = 0.8 \cdot (500 - 50) = 360 \text{ [mm]}$$

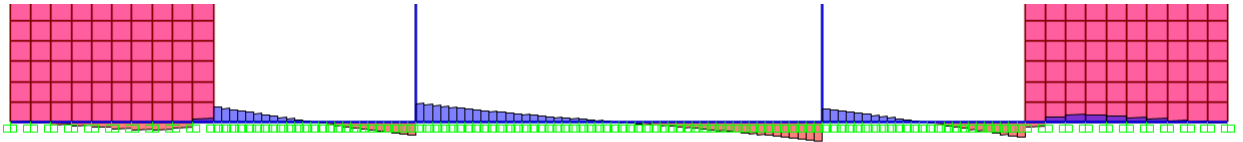
E' importante precisare che per quanto riguarda le travi di fondazioni non si parla di zone critiche. Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a  $135^\circ$  prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali. Il massimo taglio che può essere portato dalla trave è quello cui corrisponde l'inclinazione  $\theta$  del puntone, compatibile con le limitazioni normative e tale da rendere uguali le resistenze a taglio compressione e a taglio trazione sopra citate:

$$V_{R_{cd}} = V_{R_{sd}} = b_w \cdot \nu f_{cd} \cdot \frac{1}{(1 + \cot^2 \theta)} = \frac{A_{st}}{s} \cdot f_{yd}$$

$$\mapsto \cot^2 \theta = \frac{b_w \cdot \nu f_{cd}}{\frac{A_{st}}{s} \cdot f_{yd}} - 1$$

$$\mapsto \theta = \operatorname{arccot} \sqrt{\frac{s \cdot b_w \cdot \nu f_{cd}}{A_{st}} - 1}$$

Nel nostro caso si è scelto di utilizzare delle staffe  $\phi 10$  con passo 200 mm per una maggiore comodità di posa, i calcoli sono riportati nelle Figure 9.8 e 9.9. Poichè il taglio massimo che si verifica nella nostra trave è di  $V_{ED} \approx 250 \text{ [KN]} \leq V_{R_{sd}} = 1486 \text{ [KN]}$  le verifiche a taglio risultano soddisfatte. In Figura 9.7 è riportato l'andamento del taglio.



**Figura 9.7:** Diagramma del taglio (modello alla Winkler)

Armatura a taglio minima al metro					
Ast,min [mm <sup>2</sup> /m]	φ [mm]	n (numero bracci)	s (passo) [mm]	As [mm <sup>2</sup> ]	Ast [mm <sup>2</sup> /m]
3750	12	4	120	452,39	3769,91
					verifica

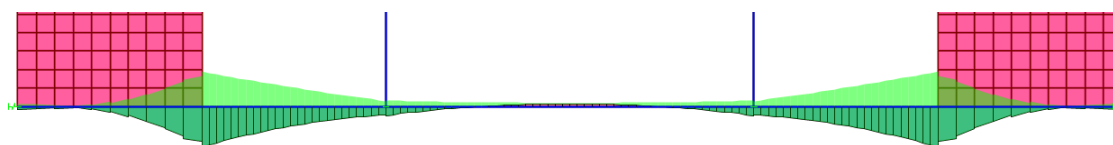
**Figura 9.8:** Calcolo dell'armatura minima al taglio

Resistenza a taglio	
b [mm]	2500
$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	391,30
$v_{fcd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7,09
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	452,39
s [mm]	120
$\vartheta$ [rad]	0,29
$\vartheta$ [°]	17
$\cot\vartheta$	3,32
$\cot\vartheta$ da NTC18	2,5
d [mm]	448
$V_{Rcd}$ [kN]	2462,65
$V_{Rsd}$ [kN]	1486,97

**Figura 9.9:** Calcolo della resistenza a taglio

#### 9.5.4 Verifica a Momento flettente (SLV)

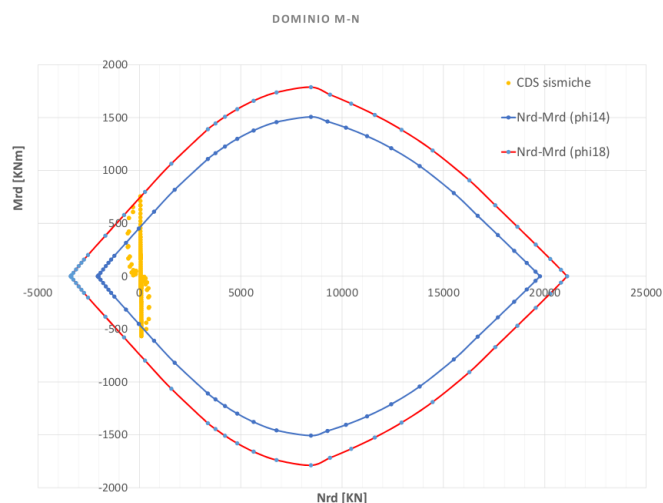
La verifica sarà condotta come quella 9.5.2 l'unica differenza risiede nelle CDS da prendere in considerazioni (Sismiche). Nella figura 9.10 è rappresentato l'involuppo del momento flettente della trave di fondazione che stiamo analizzando.



**Figura 9.10:** Involuppo del momento flettente (modello alla Winkler)

In Figura 9.11 è rappresentato il dominio di resistenza che verifica le CDS derivanti dall'analisi sismica.

Come si può vedere, il dominio di resistenza che verifica la trave nelle sole condizioni statiche non verifica più la trave in tutte le sue sezioni, pertanto nelle sezioni adiacenti al setto saranno disposte barre  $\phi 18$ .



**Figura 9.11:** Verifica a momento flettente con Dominio M-N

### 9.5.5 Verifica a Taglio (SLV)

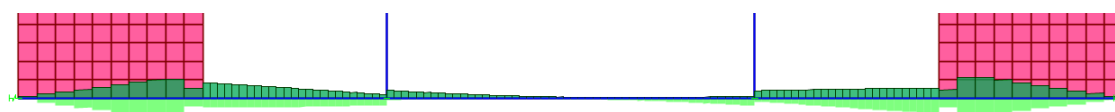
Come già visto al ?? la resistenza a taglio della nostra fondazione è:

$$V_{R_{sd}} = 1486 [KN]$$

Questo valore, anche con le sollecitazioni sismiche risulta essere maggiore del massimo taglio che si ha sotto azione sismica.

$$V_{ED} = 573 KN$$

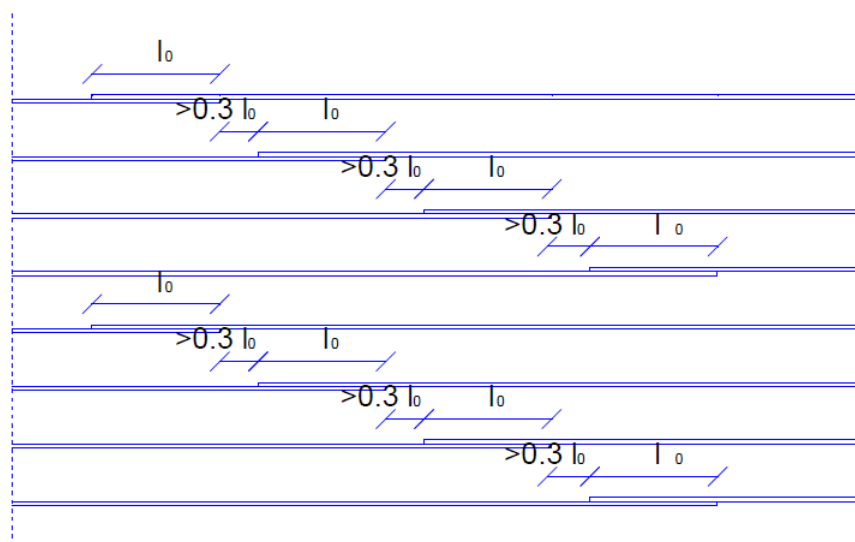
In Figura 9.12 è riportato l'andamento del taglio.



**Figura 9.12:** Inviluppo del taglio (modello alla Winkler)

### 9.5.6 Disposizione armature

Per limitare al 25% la percentuale di barre sovrapposte nella stessa sezione si eseguirà uno sfalsamento in pianta delle barre che consente di adottare una lunghezza di sovrapposizione pari o di poco superiori alla lunghezza di ancoraggio.



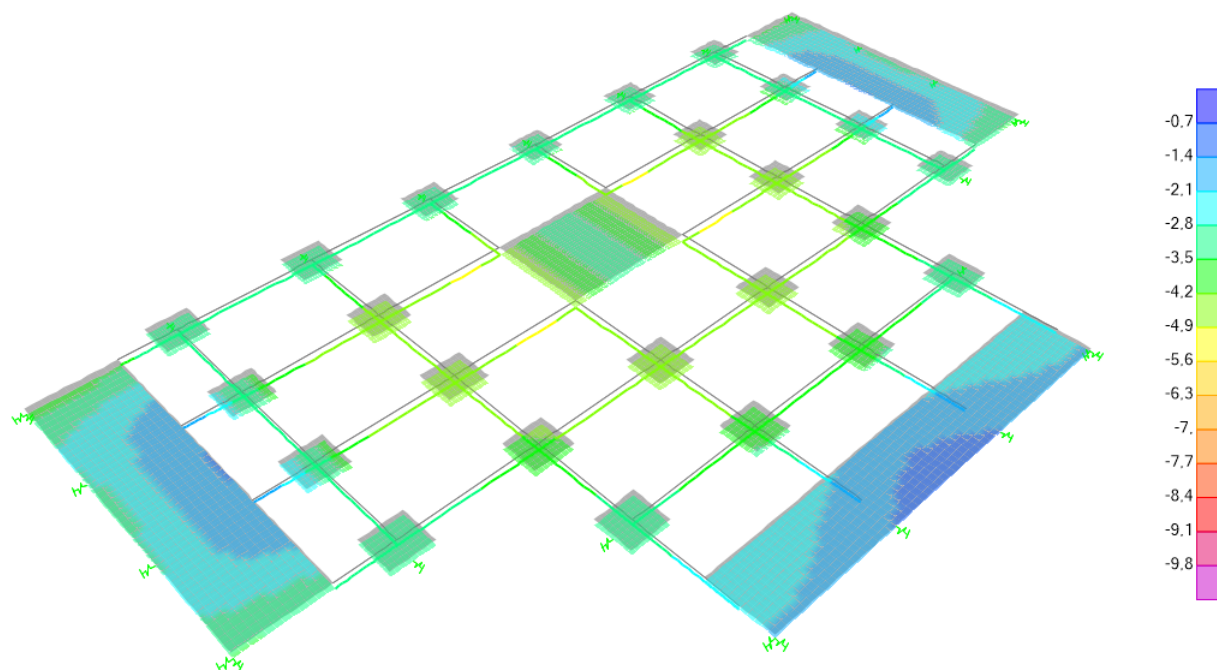
**Figura 9.13:** sfalsamento armature longitudinali

## 9.6 Verifica dei Cedimenti

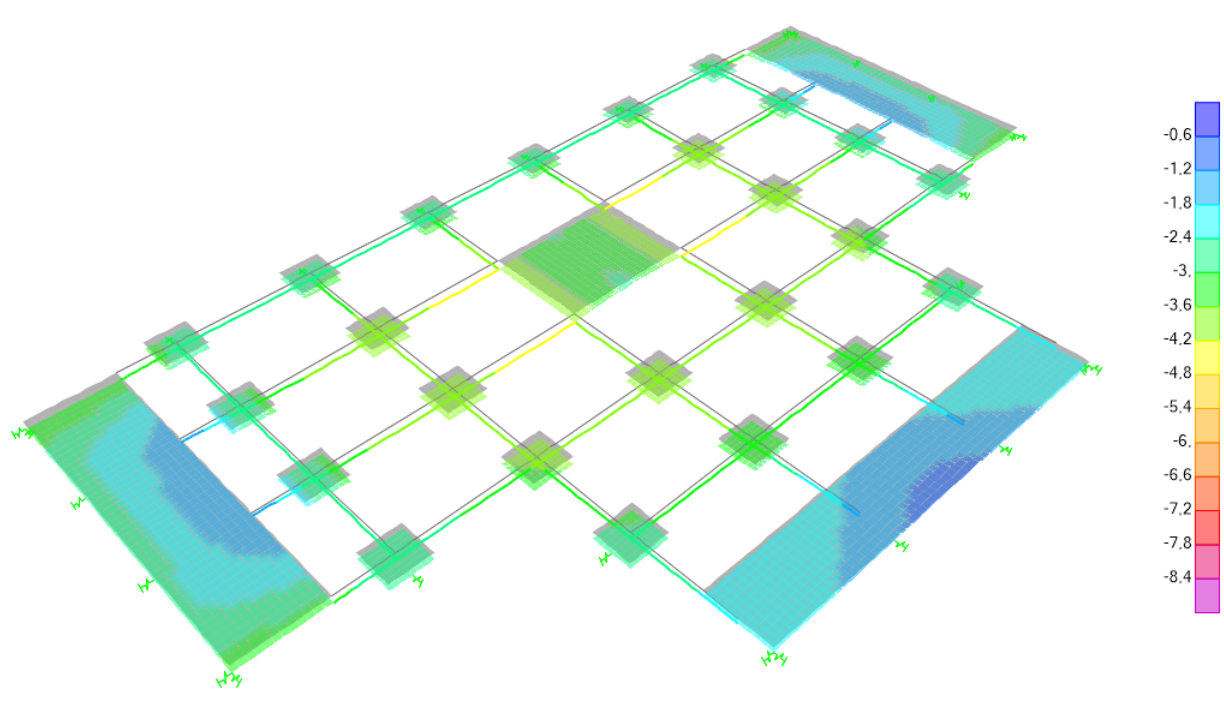
La verifica dei cedimenti è stata eseguita facendo riferimento alle indicazioni riportate nell'Allegato H – EC7.

$$w \leq 50 mm$$

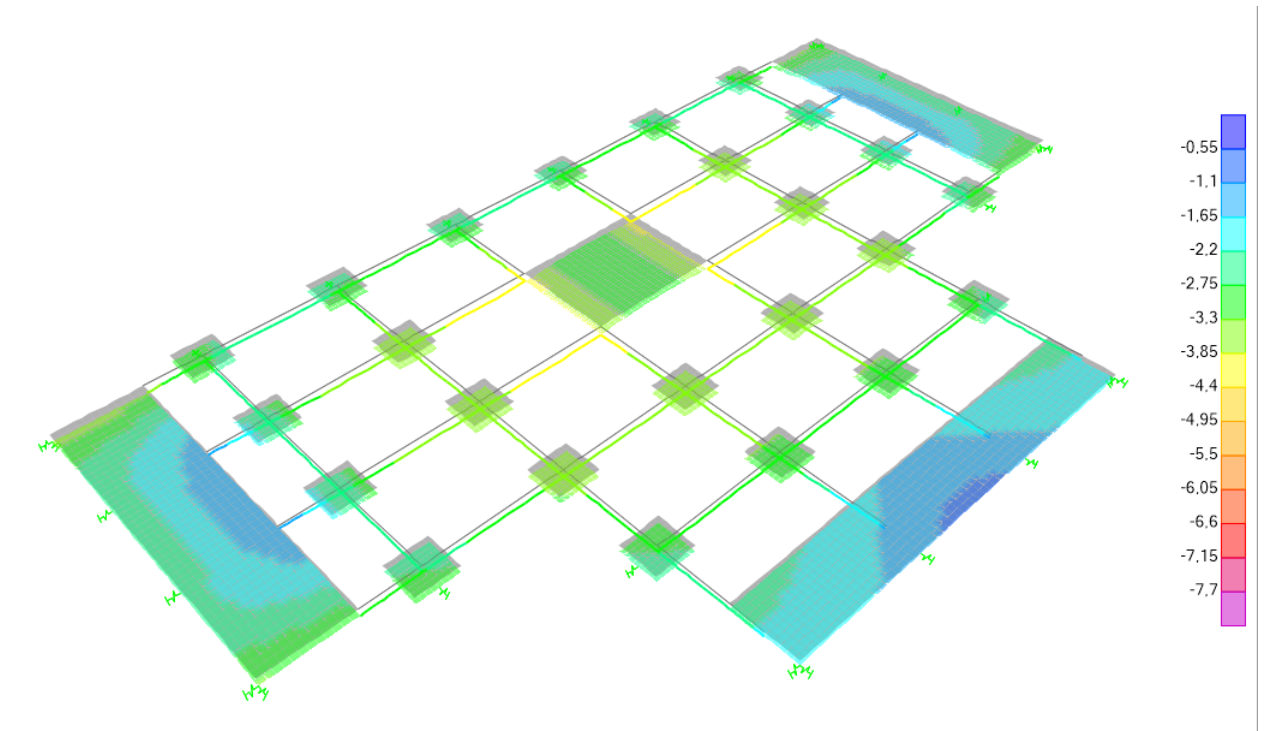
Nelle Figure 9.14, 9.15, 9.16 sono riportati i cedimenti in mm nelle 3 diverse combinazioni di carico relative allo SLE.



**Figura 9.14:** Cedimenti in combinazione rara



**Figura 9.15:** Cedimenti in combinazione frequente



**Figura 9.16:** Cedimenti in combinazione quasi permanente

Come si evince da queste figure, il cedimento massimo della nostra fondazione è inferiore a  $w \leq 50 \text{ mm}$  in tutti e 3 i casi.

## 9.7 Verifica dei Cedimenti differenziali

La verifica dei cedimenti differenziali è stata eseguita facendo riferimento alla disuguaglianza contenuta nell'appendice H(2) – EC7 così espressa:

$$\frac{\Delta_w}{L} \leq \frac{1}{500}$$

dove:

- $\Delta_w = |w_1 - w_2|$  è la differenza tra i cedimenti; considerati
- $L$  è la distanza tra i due punti dove si calcolano i cedimenti.

Nel nostro caso il cedimento differenziale maggiore è:

$$\frac{\Delta_w}{L} = \frac{5.6 - 0.7}{10000} = 0.00049 \text{ mm} < \frac{1}{500}$$

La condizione per la verifica dei cedimenti differenziali è perciò soddisfatta.