



# Comune di Casapesenna

Provincia di Caserta

**OGGETTO:** Lavori di riqualificazione e realizzazione di loculi presso il cimitero comunale .

## PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO



Tav.	Elaborati:	
R.S.05	Relazione tecnica e generale di calcolo	Il Tecnico Arch. Mario PICCOLO

## **RELAZIONE TECNICA GENERALE E DI CALCOLO**

La presente relazione è redatta nell'ambito del progetto per la realizzazione di loculi cimiteriali lungo i muri perimetrali in via Calitta presso il cimitero comunale di Casapesenna (CE).

.

### **INDICE**

<b>1.DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....</b>	<b>2</b>
<b>2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
<b>4 - ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>8</b>
<b>4.1- VALUTAZIONE DELL'AZIONE NE SISMICA .....</b>	<b>8</b>
<b>4.2 VERIFICHE DI REGOLARITÀ .....</b>	<b>9</b>
<b>5 METODO DI ANALISI .....</b>	<b>12</b>
<b>6 - PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....</b>	<b>18</b>
<b>7 – SINTESI GRAFICA DEI RISULTATI .....</b>	<b><u>2796</u></b>

## 1.DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'area interessata dall'intervento è ubicata all'interno del cimitero comunale di Casapesenna. I lavori a farsi sono finalizzati alla realizzazione di nuovi loculi cimiteriali in c.a lungo i muri perimetrali del cimitero. Si prevedono tre tipologie di loculi:

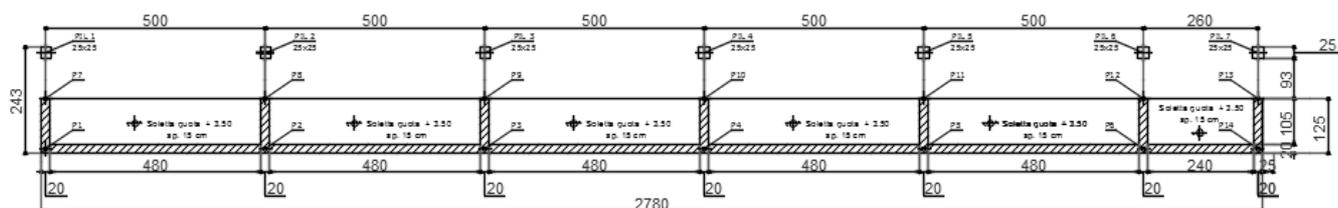
- 2 Moduli da 44 loculi
- 2 Moduli da 16 loculi
- 1 Modulo da 20 loculi



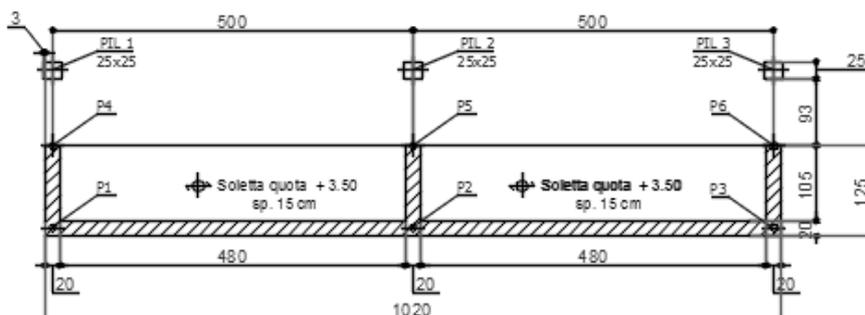
L'intervento di progetto consiste nella realizzazione di una struttura portante composta da pareti in c.a. travi 20x20 cm e pilastri 25x25. Verranno predisposte delle solette in c.a spessore 15 cm come base di appoggio per gli ossari. La copertura è costituita da una soletta di in c.a. a falde inclinate. Per quanto riguarda la struttura di fondazione si realizzerà una platea di spessore 30 cm poggiante su pali da 40 cm e lunghi 6.5 m.

Di seguito si illustrano le dimensioni geometriche in pianta per i diversi moduli:

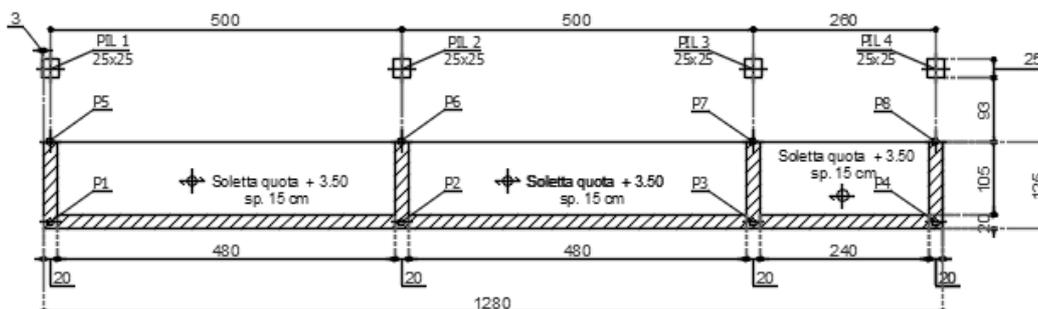
### **SINGOLO MODULO DA 44 LOCULI**



**SINGOLO MODULO DA 16 LOCULI**



**SINGOLO MODULO DA 20 LOCULI**



Le azioni previste sulla struttura sono legate alla destinazione d'uso e sono rappresentate da:

- carichi accidentali SUSCETTIBILI DA AFFOLAMENTO (Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) pari a 4,0 kN/m<sup>2</sup>
- azione della neve;
- sisma.
- Peso permanente del singolo loculo pari 1tonn da moltiplicare per il numero di loculi variabile a seconda della tipologia di modulo considerato.

I calcoli struttrali sono stati realizzati considerando la struttra più gravosa, quella avente maggior massa sismica ovvero la tiopologia da 44 loculi.

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

**C.N.R. – UNI 10011**

"Istruzioni per il calcolo l'esecuzione e il montaggio"

**UNI ENV 1993-1-1**

"Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici"

**UNI 11104:2004**

**UNI EN 206-1:2006**

**UNI EN 197**

### 3 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Sia la struttura in elevazione che quella in fondazione verrà realizzata in conglomerato cementizio di classe di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2 armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di classe B450C.

I materiali di progetto adottati sono i seguenti:

- a) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 150 Kg/cm<sup>2</sup> [C12/15] per gli strati di magrone;**
- b) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 300 Kg/cm<sup>2</sup> [C25/30] per le fondazioni e di contenimento;**
- c) **Acciaio ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento e legature eseguite con filo di ferro ricotto per opere in cemento armato.**

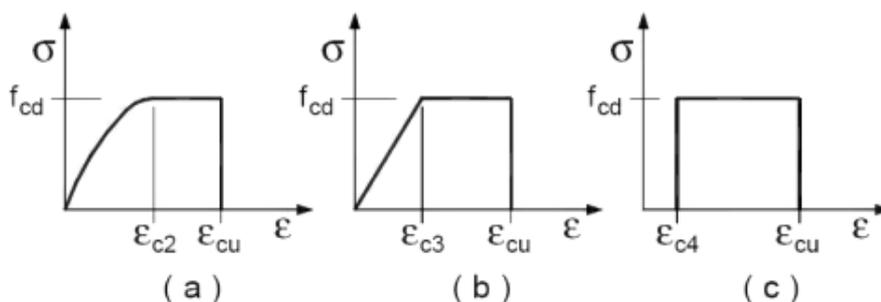
#### 3.1 Modellazione del comportamento meccanico del calcestruzzo di progetto

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd}$ )
- Resistenza a rottura per flessione ( $f_{ctm}$ )
- Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{Rd}$ )
- Modulo elastico normale ( $E$ )
- Modulo elastico tangenziale ( $G$ )
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )
- Resistenza cubica caratteristica del materiale ( $R_{ck}$ )
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

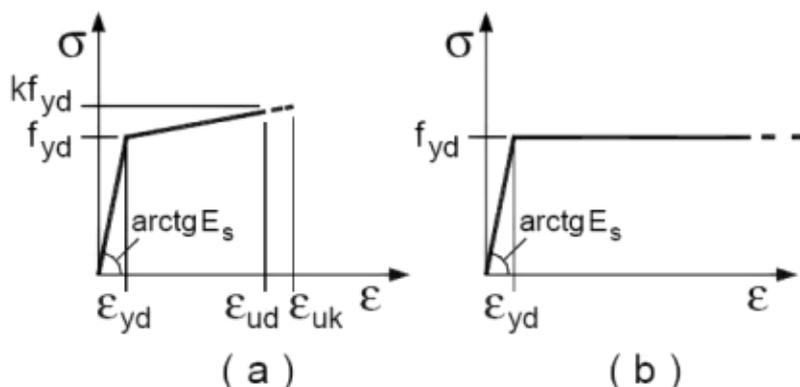
La deformazione massima  $\epsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- Tensione caratteristica di snervamento trazione ( $f_{yk}$ )
- Modulo elastico normale ( $E$ )
- Modulo elastico tangenziale ( $G$ )

- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_f$ )
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

- Modulo di elasticità:  $E = 31476 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 13115 \text{ MPa}$
- Peso specifico:  $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica cubica, determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni  $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per una classe di resistenza  $\leq C50/60$   
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico della resistenza a trazione  $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = 0.57 \cdot f_{ck} = 14,16 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,19 \text{ MPa}$
- Consistenza al con di Abrams 20 mm classe S5

**MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO**

Caratteristiche Calcestruzzo Armato														
N	$\gamma_k$	CdT	E	G	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	$\gamma_c$	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>ctm</sub>	n	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
<b>Cl. C25/30_B450C - (C25/30)</b>														
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

**LEGENDA Caratteristiche Calcestruzzo Armato**

- N** Numero identificativo del materiale.
- $\gamma_k$**  Peso specifico.
- CdT** Coefficiente di Dilatazione Termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Indica il "Tipo Situazione": [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente)(tiene conto del LC/FC); [P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo);
- R<sub>ck</sub>** Resistenza caratteristica cubica.
- R<sub>cm</sub>** Resistenza media cubica.
- %R<sub>ck</sub>** Percentuale di riduzione della R<sub>ck</sub>
- $\gamma_c$**  Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.

Caratteristiche Calcestruzzo Armato														
N	$\gamma_k$	CdT	E	G	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	$\gamma_c$	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	n	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
f <sub>cd</sub>	Resistenza di calcolo a compressione.													
f <sub>ctd</sub>	Resistenza di calcolo a trazione.													
f <sub>cfm</sub>	Resistenza media a trazione per flessione.													
n	Coefficiente di omogeneizzazione.													
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.													

### 3.2 Caratteristiche dell'acciaio in barre B450C di progetto

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la normativa ha introdotto l'utilizzo di una sola tipologia di acciaio nervato, l'acciaio del tipo B450, di cui si riportano le principali caratteristiche in Tab.8.

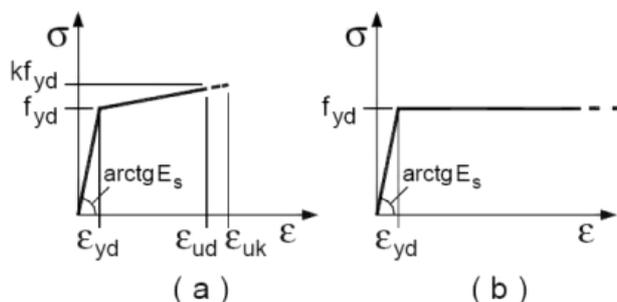
In particolare, le barre sono caratterizzate dal diametro  $\phi$  della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7.85 kg dm<sup>3</sup>.

Gli acciai B450C (profilati a caldo) possono essere impiegati in barre di diametro  $\phi$  compreso tra 6 e 40 mm. Per gli acciai B450A (profilati a freddo) il diametro  $\phi$  delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm.

#### Controlli di accettazione in cantiere delle barre d'armatura

Essi devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni marchiat di uno stesso diametro. I valori di accettazione sono riportati in normativa.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_r$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_r$  si assume pari a 1.15.

Tab. 4 Caratteristiche dell'acciaio per cemento armato B450

B 450	
CARATTERISTICHE	REQUISITI
$f_{yk}$ : tensione caratteristica di snervamento	$\geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2 (4589 \text{ kg/cm}^2)$
$f_{tk}$ : tensione caratteristica di rottura	$\geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2 (5506 \text{ kg/cm}^2)$
$f_{yd}$ : resistenza di calcolo	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391 \text{ N/mm}^2 (3990 \text{ kg/cm}^2)$
$(f_t/f_y)_k$ [B450C]	$\begin{cases} \geq 1.15 \\ < 1.35 \end{cases}$
$(f_t/f_y)_k$ [B450A]	$\geq 1.05$
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$\leq 1.25$
$(A_{gr})_k$ : allungamento di rottura [B450C]	$\geq 7.5\%$
$(A_{gr})_k$ : allungamento di rottura [B450A]	$\geq 2.5\%$

## 4 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

I carichi considerati sono

- carichi accidentali SUSCETTIBILI DA AFFOLAMENTO (Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) pari a 4,0 kN/m<sup>2</sup>
- azione della neve;
- sisma.
- Peso permanente del singolo loculo pari 1tonn da moltiplicare per il numero di loculi variabile a seconda della tipologia di modulo considerato.

N	Tipo Car.	Descrizione del Carico	Condizione di Carico	Peso proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	SOLETTE NEVE	Carico Verticale/Coperture	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-			0 SOLA MANUTENZIONE	500	800
002	S	Soletta CIMITERO 1	Carico Verticale/Abitazioni	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	PESO OSSARI	5.000-		3000	0
003	S	Peso loculi	Carico Permanente	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-			0 PESO DEI LOCULI 1000KG (DISTRIBUITO SU UN'AREA DI 2,35 m X 1.10 m)	20.000	0

### LEGENDA Analisi carichi

**N** Numero identificativo dell'analisi di carico.

**Tipo Car.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

**PP, PNS, SA** Valori rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "Tipo Carico" ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", devono intendersi espressi in [N/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

## 4.1- VALUTAZIONE DELL'AZIONE NE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.9931	14.1389	25

## 4.2 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidzza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidzza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidzza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidzza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

## 4.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **BASSA**.

## 4.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_{c}$ [s]	$C_c$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]	$S_s$ [s]
SLO	0.0403	2.390	0.280	1.60	0.149	0.447	1.761	1.50
SLD	0.0514	2.350	0.320	1.53	0.163	0.489	1.806	1.50
SLV	0.1178	2.501	0.397	1.42	0.188	0.565	2.071	1.50
SLC	0.1467	2.532	0.422	1.40	0.196	0.589	2.187	1.48

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione  $a_g$  al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura  $q$ .

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica  $S_T$  pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura  $q$  per sisma orizzontale in direzione X: **2,52**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **2,52**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A pareti, miste equivalenti a pareti**
- tipologia strutturale: **altre strutture a pareti non accoppiate**
- $\alpha_u/\alpha_1, X$ : **1.05**
- $\alpha_u/\alpha_1, Y$ : **1.05**
- fattore di riduzione  $q_0$  (kw): **1.00**
- regolarità in pianta: **NON REGOLARE**
- regolarità in altezza: **NON REGOLARE**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

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

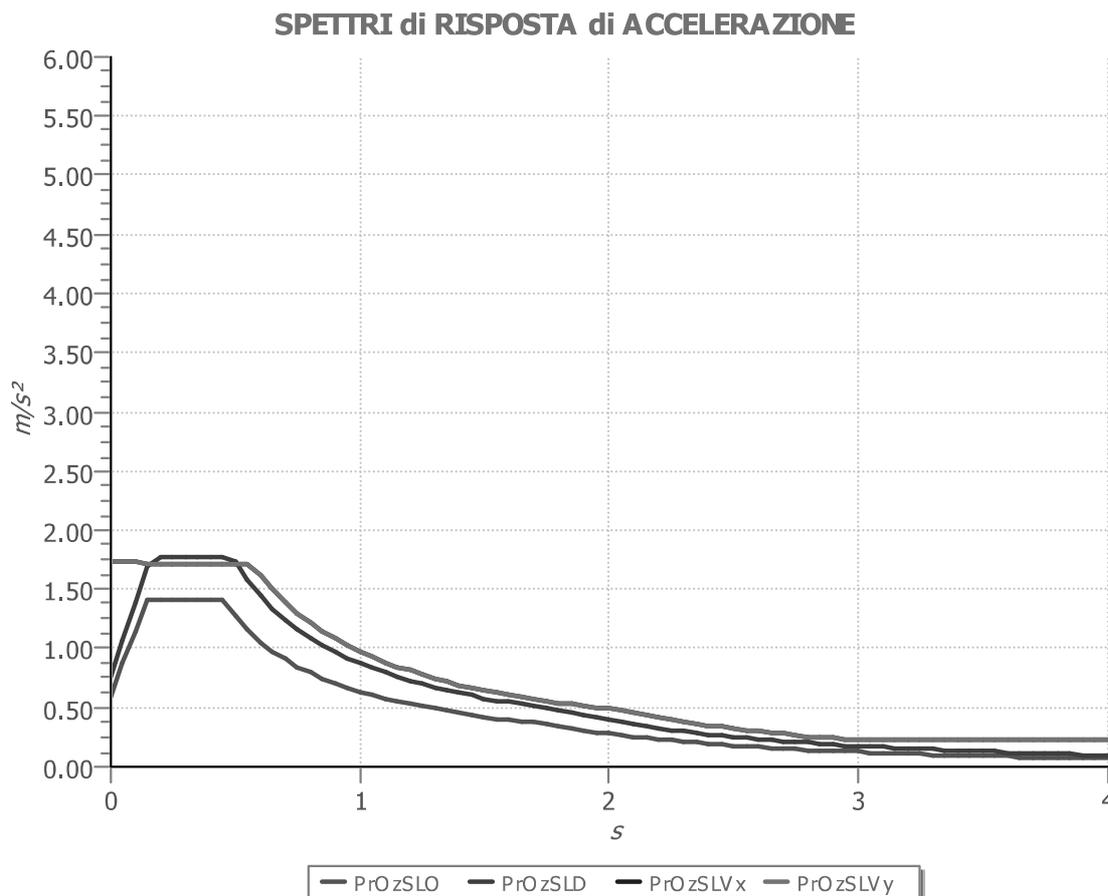
$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

**N.B:** Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei § 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

**Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$**

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

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



## 5 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.9
salvaguardia della vita	Y	99.9
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- $\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

### 5.1 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 && \text{se } T_1 < T_C \end{aligned}$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

### 5.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

### 5.3 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

## EDIFICIO - VERIFICHE DI RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Edificio - Verifiche di ripartizione delle forze sismiche													
Tg <sub>tot</sub> X	Tg <sub>tot</sub> Y	Tg <sub>pii</sub> X	Tg <sub>pii</sub> Y	% <sub>0pii</sub> X	% <sub>0pii</sub> Y	Tg <sub>setti</sub> X	Tg <sub>setti</sub> Y	% <sub>0setti</sub> X	% <sub>0setti</sub> Y	Tg <sub>altro</sub> X	Tg <sub>altro</sub> Y	% <sub>0altro</sub> X	% <sub>0altro</sub> Y
[N]	[N]	[N]	[N]			[N]	[N]			[N]	[N]		
6.378	141.809	941	12.931	15,0	9,0	0	0	0,0	0,0	5.437	128.878	85,0	91,0

Edificio - Verifiche di ripartizione delle forze sismiche													
Tg <sub>tot</sub> X	Tg <sub>tot</sub> Y	Tg <sub>pil</sub> X	Tg <sub>pil</sub> Y	% <sub>pil</sub> X	% <sub>pil</sub> Y	Tg <sub>setti</sub> X	Tg <sub>setti</sub> Y	% <sub>setti</sub> X	% <sub>setti</sub> Y	Tg <sub>altro</sub> X	Tg <sub>altro</sub> Y	% <sub>altro</sub> X	% <sub>altro</sub> Y
[N]	[N]	[N]	[N]			[N]	[N]			[N]	[N]		

**LEGENDA Edificio - Verifiche di ripartizione delle forze sismiche**

<b>Tg<sub>tot</sub></b>	Taglio totale alla quota Zero Sismico (nella direzione X o Y) [N]
<b>Tg<sub>pil</sub></b>	Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai pilastri (nella direzione X o Y) [N]
<b>%<sub>pil</sub></b>	Percentuale del Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai pilastri (nella direzione X o Y)
<b>Tg<sub>setti</sub></b>	Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai setti [N]
<b>%<sub>setti</sub></b>	Percentuale del Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai setti (nella direzione X o Y)
<b>Tg<sub>altro</sub></b>	Taglio totale alla quota Zero Sismico NON assorbito dai pilastri e dai setti (nella direzione X o Y)[N]
<b>%<sub>altro</sub></b>	Percentuale del Taglio totale alla quota Zero Sismico NON assorbito dai pilastri e dai setti (nella direzione X o Y)

## 6 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

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

### 6.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G<sub>1</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G<sub>2</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q<sub>ki</sub> rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- γ<sub>G</sub>, γ<sub>Q</sub>, γ<sub>P</sub> coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- ψ<sub>0i</sub> sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 48 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q<sub>k1</sub> nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ<sub>2i</sub> coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q<sub>i</sub>;
- Q<sub>ki</sub> valore caratteristico dell'azione variabile Q<sub>i</sub>.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ<sub>2i</sub> sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ <sub>2i</sub>
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

## 6.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ<sub>2i</sub> coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q<sub>i</sub>;
- Q<sub>ki</sub> valore caratteristico dell'azione variabile Q<sub>i</sub>.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ<sub>2i</sub> sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

### 6.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara  $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

combinazione frequente  $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

combinazione quasi permanente  $F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$

dove:

- G<sub>kj</sub> valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P<sub>kh</sub> valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q<sub>kl</sub> valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q<sub>ki</sub> valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ<sub>0i</sub> coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ<sub>1i</sub> coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ<sub>2i</sub> coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ<sub>0i</sub>, ψ<sub>1i</sub>, ψ<sub>2i</sub> sono attribuiti i seguenti valori:

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

Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0
---------------------	-----	-----	-----

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (3) e "Rara" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi

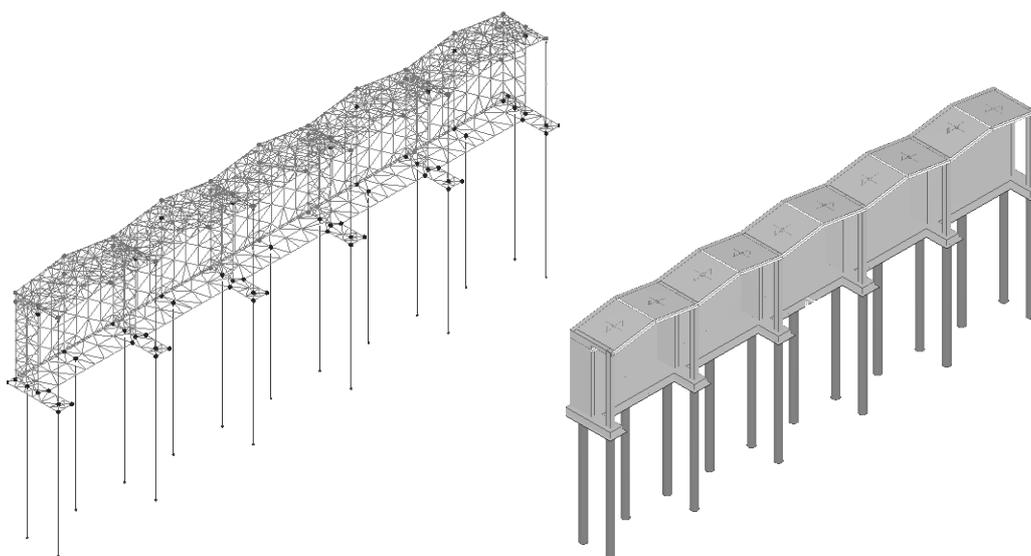
## 7 - MODELLO DI CALCOLO

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Dalle illustrazioni che seguiranno si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi. Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell. Il vincolo offerto dai plinti è del tipo incastro cedevole con rigidzze traslazionali in direzione X, Y, Z e rotazionali in X, Y e Z. Il calcolo di tali rigidzze è effettuato per plinti diretti in funzione delle costanti di rigidzza terreno plinto. Di seguito si riporta la vista anteriore e posteriore dell modello



## **8 - Progetto e Verifica degli elementi strutturali**

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 14.gennaio 2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata:

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta; in tale formula, per la generica combinazione, è stato calcolato l'esponente Alfa in funzione della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.
- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per i pilastri, che sono sollecitati sempre in regime di pressoflessione deviata, e per le travi per le quali non è possibile semiprogettare a pressoflessione retta:

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza con un procedimento iterativo in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste terne esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

### **8.1 Le travi**

#### **a) Progetto e verifica a flessione**

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

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

Si riportano nelle tavole in allegato alla relazione i diagrammi ed i valori del momento in corrispondenza degli appoggi e della mezzeria.

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

Nel dettaglio, per tutta la lunghezza della trave:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o a quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/(bh)$  oppure ad  $A_i/(bh)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

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

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

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

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

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

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

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

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

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

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd$$

dove:

b è la larghezza della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

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

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

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

-Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;

- Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,\max} = 0,04 A_c$  essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

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

In particolare:

- L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo dimensionato in funzione dell'aggressività e della sensibilità delle armature alla corrosione.
- Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.
- Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.
- La continuità fra le barre può effettuarsi mediante sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro.

La formula utilizzata per il calcolo dell'armatura longitudinale è:

$$A_s = \frac{Msd}{0,9 \times d \times f_{yd}}$$

dove:

Msd= Momenti flettente max di calcolo nelle varie sezioni, ottenuto dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica [7.3.5 – NTC] e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni [3.2.4 – NTC];

d= altezza utile della sezione trasversale;

fyd= tensione di progetto dell'acciaio

Le tabelle seguenti riportano i calcoli effettuati (N.B. per As necessaria si intende il valore calcolato con la formula su riportata; per As effettivo si intende la quantità di As nella sezione; La scelta di As di volta in volta effettuata ha tenuto pedissequamente conto delle prescrizioni di normativa prima riportate):

### TRAVI - VERIFICHE PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Elevazione)

Trave	%LLI [%]	Ns [N]	Mxs [N-m]	Ni [N]	Mxi [N-m]	Travi - Verifiche pressoflessione retta allo stato limite ultimo				
						Afs [cm <sup>2</sup> ]	Afi [cm <sup>2</sup> ]	CSs	CSi	Intrv
<b>Piano Terra</b>						<b>Travata: Trave1-2</b>				
Trave 1-2	0%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
	25%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
	50%	348	7.225	416	10.327	4.62	4.62	8.33	5.83	NO
	75%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
	100%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
<b>Piano Terra</b>						<b>Travata: Trave3-4</b>				
Trave 3-4	0%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
	25%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
	50%	348	7.225	416	10.327	4.62	4.62	8.33	5.83	NO
	75%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
	100%	348	16.282	416	16.670	4.62	4.62	3.70	3.61	NO
<b>Piano Terra</b>						<b>Travata: Trave1a-2a</b>				
Trave 1a-2a	0%	1	353	1	1.552	4.62	4.62	NS	38.73	NO
	25%	1	75	1	2.324	4.62	4.62	NS	25.87	NO
	50%	-	-	1	2.349	4.62	4.62	-	25.59	NO
	75%	1	74	1	2.325	4.62	4.62	NS	25.86	NO
	100%	1	353	1	1.550	4.62	4.62	NS	38.78	NO
<b>Piano Terra</b>						<b>Travata: Trave1-1a-3</b>				
Trave 1-1a	0%	19.182	59.411	-	-	6.16	6.16	1.40	-	NO
	25%	52.491	20.131	-28.685	14.346	6.16	6.16	4.39	5.27	NO
	50%	-	-	19.182	49.953	6.16	6.16	-	1.66	NO
	75%	-	-	19.182	70.262	6.16	6.16	-	1.18	NO
	100%	-	-	19.182	74.880	6.16	6.16	-	1.11	NO
Trave 1a-3	0%	-	-	19.182	74.877	6.16	6.16	-	1.11	NO
	25%	-	-	19.182	70.259	6.16	6.16	-	1.18	NO
	50%	-	-	19.182	49.950	6.16	6.16	-	1.66	NO
	75%	52.491	20.134	-28.685	14.344	6.16	6.16	4.39	5.27	NO
	100%	19.182	59.414	-	-	6.16	6.16	1.40	-	NO
<b>Piano Terra</b>						<b>Travata: Trave2-2a-4</b>				
Trave 2-2a	0%	19.182	59.411	-	-	6.16	6.16	1.40	-	NO
	25%	52.491	20.132	-28.685	14.346	6.16	6.16	4.39	5.27	NO
	50%	-	-	19.182	49.951	6.16	6.16	-	1.66	NO
	75%	-	-	19.182	70.260	6.16	6.16	-	1.18	NO
	100%	-	-	19.182	74.878	6.16	6.16	-	1.11	NO
Trave 2a-4	0%	-	-	19.182	74.877	6.16	6.16	-	1.11	NO
	25%	-	-	19.182	70.259	6.16	6.16	-	1.18	NO
	50%	-	-	19.182	49.950	6.16	6.16	-	1.66	NO
	75%	52.491	20.134	-28.685	14.344	6.16	6.16	4.39	5.27	NO
	100%	19.182	59.414	-	-	6.16	6.16	1.40	-	NO
<b>Fondazione</b>						<b>Travata: Trave1-2</b>				
Trave 1-2	0%	-382	8.639	-381	8.083	3.08	3.08	3.38	3.61	NO
	25%	-382	7.567	-381	7.190	3.08	3.08	3.86	4.06	NO
	50%	-382	3.131	-381	3.267	3.08	3.08	9.32	8.93	NO
	75%	-382	7.568	-381	7.191	3.08	3.08	3.86	4.06	NO
	100%	-382	8.640	-381	8.084	3.08	3.08	3.38	3.61	NO
<b>Fondazione</b>						<b>Travata: Trave3-4</b>				
Trave 3-4	0%	-382	8.639	-381	8.083	3.08	3.08	3.38	3.61	NO
	25%	-382	7.567	-381	7.190	3.08	3.08	3.86	4.06	NO
	50%	-382	3.131	-381	3.267	3.08	3.08	9.32	8.93	NO
	75%	-382	7.568	-381	7.191	3.08	3.08	3.86	4.06	NO
	100%	-382	8.640	-381	8.084	3.08	3.08	3.38	3.61	NO
<b>Fondazione</b>						<b>Travata: Trave1-3</b>				
Trave 1-3	0%	-11.485	21.447	-	-	3.08	3.08	1.30	-	NO
	25%	-11.485	4.680	-11.456	5.777	3.08	3.08	5.98	4.84	NO
	50%	-	-	-11.556	8.366	3.08	3.08	-	3.34	NO
	75%	-11.485	4.678	-11.456	5.775	3.08	3.08	5.98	4.84	NO
	100%	-11.485	21.445	-	-	3.08	3.08	1.30	-	NO
<b>Fondazione</b>						<b>Travata: Trave2-4</b>				
Trave 2-4	0%	-11.485	21.447	-	-	3.08	3.08	1.30	-	NO

Trave	Travi - Verifiche pressoflessione retta allo stato limite ultimo									
	%LLI [%]	Ns [N]	Mxs [N-m]	Ni [N]	Mxi [N-m]	Afs [cm <sup>2</sup> ]	Afi [cm <sup>2</sup> ]	CSs	CSi	Intrv
	25%	-11.485	4.680	-11.456	5.777	3.08	3.08	5.98	4.84	NO
	50%	-	-	-11.556	8.364	3.08	3.08	-	3.34	NO
	75%	-11.485	4.678	-11.456	5.775	3.08	3.08	5.98	4.84	NO
	100%	-11.485	21.445	-	-	3.08	3.08	1.30	-	NO

**LEGENDA Travi - Verifiche pressoflessione retta allo stato limite ultimo**

- Trave** Identificativo della trave. L'eventuale lettera tra parentesi distingue i diversi tratti della travata al livello considerato.
- %LLI** Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di sollecitazione e armature, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione della trave (LLI), a partire dal suo estremo iniziale
- Ns, Mxs** Coppia M-N che dà origine alla massima armatura di trazione superiore.
- Ni, Mxi** Coppia M-N che dà origine alla massima armatura di trazione inferiore.
- Afs, Afi** Area delle armature esecutive superiori ed inferiori.
- CSs, CSi** Coefficienti di sicurezza relativi rispettivamente, a "Ns", "Mxs", "Afs" e "Ni", "Mxi", "Afi" : [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100.
- Intrv** [SI] = nodo con presenza di rinforzo; [NO] = nodo senza rinforzo.

**TRAVI - VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Elevazione)**

Trave	%LLI [%]	max/m in	Ty [N]	CS	Vcc [N]	Vwd [N]	N [N]	Vwp [N]	Vr1 [N]	Vfd [N]	ctg Ø	Afte [cm <sup>2</sup> /cm]	Afpe [cm <sup>2</sup> /cm]	AfDge [cm <sup>2</sup> ]	Intrv
<b>Piano Terra</b>															
<b>Travata: Trave1-2</b>															
Trave 1-2	0%	+	106.605	2.19	233.218	328.614	276	0	139.419	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-96.308	2.42	233.218	328.614	276	0	139.419	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	103.449	2.25	233.218	328.614	276	0	133.467	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-98.300	2.37	233.218	328.614	276	0	133.467	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	100.292	1.98	233.218	198.567	276	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-	1.98	233.218	198.567	276	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	98.300	2.37	233.218	328.609	276	0	133.465	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-	2.25	233.218	328.609	276	0	133.465	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	96.308	2.42	233.218	328.609	276	0	139.420	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-	2.19	233.218	328.609	276	0	139.420	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
<b>Piano Terra</b>															
<b>Travata: Trave3-4</b>															
Trave 3-4	0%	+	106.605	2.19	233.218	328.614	276	0	139.419	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-96.308	2.42	233.218	328.614	276	0	139.419	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	103.448	2.25	233.218	328.614	276	0	133.465	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-98.300	2.37	233.218	328.614	276	0	133.465	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	100.292	1.98	233.218	198.567	276	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-	1.98	233.218	198.567	276	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	98.300	2.37	233.218	328.609	276	0	133.467	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-	2.25	233.218	328.609	276	0	133.467	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	96.308	2.42	233.218	328.609	276	0	139.420	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-	2.19	233.218	328.609	276	0	139.420	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
<b>Piano Terra</b>															
<b>Travata: Trave1a-2a</b>															
Trave 1a-2a	0%	+	78.208	2.98	233.180	349.366	1	0	136.024	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-72.742	3.21	233.180	349.366	1	0	136.024	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	76.786	3.04	233.180	349.366	1	0	0	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-73.942	3.15	233.180	349.366	1	0	0	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	75.142	2.46	233.180	184.959	1	0	0	0	2.50	0.0592	0.0000	0.0000	NO
		-	-75.142	2.46	233.180	184.959	1	0	0	0	2.50	0.0592	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	73.942	3.15	233.180	349.366	1	0	0	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-76.786	3.04	233.180	349.366	1	0	0	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	72.742	3.21	233.180	349.366	1	0	136.024	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-78.208	2.98	233.180	349.366	1	0	136.024	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
<b>Piano Terra</b>															
<b>Travata: Trave1-1a-3</b>															
Trave 1-1a	0%	+	64.542	4.84	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-27.213	11.47	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	53.592	3.67	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-33.158	5.93	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	40.560	4.85	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-39.112	5.02	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	34.615	5.68	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-48.092	4.09	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	28.940	6.79	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-56.356	3.49	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
Trave 1a-3	0%	+	56.356	3.49	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-28.940	6.79	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	48.092	4.09	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-34.615	5.68	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	39.112	5.02	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
-		-40.560	4.85	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO	
75%	+	33.158	5.93	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO	

Travi - Verifiche a taglio per pressoflessione retta allo stato limite ultimo															
Trave	%LLI	max/m in	Ty	CS	Vcc	Vwd	N	Vwp	Vr1	Vfd	ctg Ø	Afte	Afpe	AfDge	Intrv
	[%]		[N]		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]		[cm <sup>2</sup> /cm]	[cm <sup>2</sup> /cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
	100%	+	-53.592	3.67	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	27.213	11.47	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-64.542	4.84	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
<b>Piano Terra</b>									<b>Travata: Trave2-2a-4</b>						
Trave 2-2a	0%	+	64.542	4.84	312.148	349.366	9.015	0	0	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-27.213	11.47	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	53.592	3.67	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-33.158	5.93	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	40.560	4.85	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-39.112	5.02	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	34.615	5.68	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-48.090	4.09	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	28.940	6.79	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-56.356	3.49	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
Trave 2a-4	0%	+	56.356	3.49	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-28.940	6.79	312.148	196.519	9.015	0	251.985	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	48.092	4.09	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-34.615	5.68	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	39.112	5.02	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-40.560	4.85	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	33.158	5.93	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
		-	-53.592	3.67	312.148	196.519	9.015	0	0	0	2.50	0.0629	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	27.213	11.47	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
		-	-64.542	4.84	312.148	349.366	9.015	0	267.562	0	2.50	0.1118	0.0000	0.0000	NO
<b>Fondazione</b>									<b>Travata: Trave1-2</b>						
Trave 1-2	0%	+	49.994	3.01	167.495	150.572	0	0	96.257	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-47.294	3.18	167.495	150.572	0	0	96.257	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	49.319	3.05	167.495	150.572	0	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-47.969	3.14	167.495	150.572	0	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	48.644	3.10	167.495	150.572	0	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-48.644	3.10	167.495	150.572	0	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	47.969	3.14	167.495	150.572	0	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-49.319	3.05	167.495	150.572	0	0	0	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	47.294	3.18	167.495	150.572	0	0	96.257	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
		-	-49.994	3.01	167.495	150.572	0	0	96.257	0	2.50	0.0671	0.0000	0.0000	NO
<b>Fondazione</b>									<b>Travata: Trave3-4</b>						
Trave 3-4	0%	+	49.994	3.35	167.495	376.430	0	0	96.257	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
		-	-47.294	3.54	167.495	376.430	0	0	96.257	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	49.319	3.40	167.495	376.430	0	0	0	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
		-	-47.969	3.49	167.495	376.430	0	0	0	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	48.644	2.32	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-48.644	2.32	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	47.969	3.49	167.495	376.430	0	0	0	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
		-	-49.319	3.40	167.495	376.430	0	0	0	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	47.294	3.54	167.495	376.430	0	0	96.257	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
		-	-49.994	3.35	167.495	376.430	0	0	96.257	0	2.50	0.1677	0.0000	0.0000	NO
<b>Fondazione</b>									<b>Travata: Trave1-3</b>						
Trave 1-3	0%	+	16.201	10.34	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
		-	-	-	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	11.588	9.75	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-2.364	47.77	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	6.976	16.19	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-6.976	16.19	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	2.363	47.79	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-11.589	9.74	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	-	-	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
		-	-16.201	10.34	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
<b>Fondazione</b>									<b>Travata: Trave2-4</b>						
Trave 2-4	0%	+	16.201	10.34	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
		-	-	-	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
	25%	+	11.589	9.74	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-2.363	47.79	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	50%	+	6.976	16.19	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-6.976	16.19	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	75%	+	2.364	47.77	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
		-	-11.588	9.75	167.495	112.929	0	0	0	0	2.50	0.0503	0.0000	0.0000	NO
	100%	+	-	-	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO
		-	-16.201	10.34	167.495	225.858	0	0	182.650	0	2.50	0.1006	0.0000	0.0000	NO

**LEGENDA Travi - Verifiche a taglio per pressoflessione retta allo stato limite ultimo**

- Trave** Identificativo della trave. L'eventuale lettera tra parentesi distingue i diversi tratti della travata al livello considerato.
- %LLI** Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di sollecitazione e armature, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione della trave (LLI), a partire dal suo estremo iniziale.
- max/min** [+] = sollecitazione massima; [-] = sollecitazione minima.
- Ty** Valori massimo e minimo della sollecitazione di taglio.
- CS** Coefficienti di sicurezza relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-": [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100.
- Vcc** Valori massimo e minimo del taglio ultimo, per conglomerato compresso.
- Vwd** Contributi dell'acciaio al taglio ultimo dovuto alle staffe, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".
- N** Sforzo Normale medio nella Sezione di Verifica.

Travi - Verifiche a taglio per pressoflessione retta allo stato limite ultimo															
Trave	%LLI	max/m in	Ty	CS	Vcc	Vwd	N	Vwp	Vr1	Vfd	ctg Θ	Afte	Afpe	AfDge	Intrv
	[%]		[N]		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]		[cm <sup>2</sup> /cm]	[cm <sup>2</sup> /cm]	[cm <sup>2</sup> ]	
<b>Vwp</b>	Contributi dell'acciaio al taglio ultimo dovuti ai ferri piegati, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".														
<b>Vr1</b>	Taglio Massimo in assenza di ARMATURA incrociata, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".														
<b>Vfd</b>	Contributo del rinforzo in FRP al taglio trazione.														
<b>ctg Θ</b>	Ctg(Theta) utilizzato nel calcolo di Vcc, Vwd e Vwp, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".														
<b>Afte</b>	Aree di ferro per il taglio in un centimetro, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".														
<b>Afpe</b>	Aree di ferri piegati per il taglio in un centimetro, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".														
<b>AfDge</b>	Area di Ferri incrociati nelle zone critiche, relativi alle sollecitazioni "Ty+" e "Ty-".														

## 8.2 I pilastri

Si progettano i pilastri in modo da evitare in essi la formazione di cerniere plastiche, ossia meccanismi di piano; si vuole favorire invece la formazione delle cerniere plastiche nelle travi, cioè meccanismi globali. È necessario conoscere il momento resistente delle travi in ogni nodo trave-pilastro. Si riportano nella seguente tabella le informazioni relative alle travi convergenti nei pilastri da progettare. Di seguito si possono leggere le dimensioni delle travi, la massima sollecitazione flettente tra quelle relative alle 32 combinazioni sismiche, quella inerente alla combinazione fondamentale e la massima tra le due, inoltre le aree di armatura superiori e inferiori e le percentuali geometriche di armatura tesa e compressa. In tabella vi sono anche delle tabelle che ricordano che le limitazioni relative all'armatura sono soddisfatte. Suddette informazioni sono presenti sia per fibre tese superiori che inferiori.

### Progetto e verifica a presso-flessione

Per quanto concerne il calcolo dell'armatura, si riporta di seguito lo stralcio della norma che espone i criteri da adottare:

#### Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

Si fa in modo che l'area di armatura sia uguale sui quattro lati quando le dimensioni dei pilastri sono tra di loro confrontabili. In caso contrario si pone più armatura sul lato più lungo.

Nel pieno rispetto dei limiti normati, si progetta in modo tale che  $\rho$  relativo all'area totale nel pilastro sia pari all'1%; in tal caso  $A^{TOT}$ .

Inoltre, in zona sismica è previsto un valore massimo dello sforzo normale adimensionalizzato per CD "A" e CD "B" [7.4.4.2.1 – NTC]:

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

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

Si legge dallo stralcio di normativa:

#### 7.4.4.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

A tale scopo si è effettuata la verifica del parametro  $v_d$  nella sezione di base delle quattro pilastrate con la condizione di carico più gravosa in termini di sforzo normale, così come riportato in tabella. Come è possibile notare la verifica risulta soddisfatta per ogni elemento in esame.

**PILASTRI - VERIFICHE PRESSOFLESSIONE DEVIATA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Elevazione)**

Pilastri - Verifiche pressoflessione deviata allo stato limite ultimo																					
Livello	N	Mx	My	CS	MRx	MRy	NdMax	Nr	α	Intr v	φ Ve	φ Vi	φ St	Lato 1				Lato 2			
														L	N <sub>reg</sub>	N	φ	L	N <sub>reg</sub>	N <sub>r</sub>	φ
	[N]	[N-m]	[N-m]		[N-m]	[N-m]	[N]	[N]			[m m]	[m m]	[m m]	[cm]			[m m]	[cm]		[m m]	
<b>Pilastrata: Pilastrata1</b>																					
QUOTA 3.50	-13.839	-9.113	2.229	6,37	30.877	30.877	26.269	573.219	1,60	NO	12	-	8	25	1	1	12	25	1	1	12
<b>Pilastrata: Pilastrata2</b>																					
QUOTA 3.50	51.107	-6.742	798	11,02	35.928	35.928	51.107	573.219	1,46	NO	12	-	8	25	1	1	12	25	1	1	12
<b>Pilastrata: Pilastrata3</b>																					
QUOTA 3.50	-3.875	4.483	-78	7,06	31.666	31.666	49.256	573.219	1,00	NO	12	-	8	25	1	1	12	25	1	1	12
<b>Pilastrata: Pilastrata4</b>																					
QUOTA 3.50	-7.587	3.953	14	7,93	31.366	31.366	48.791	573.219	1,00	NO	12	-	8	25	1	1	12	25	1	1	12
<b>Pilastrata: Pilastrata5</b>																					
QUOTA 3.50	51.280	-6.684	-845	11,11	35.940	35.940	51.280	573.219	1,46	NO	12	-	8	25	1	1	12	25	1	1	12
<b>Pilastrata: Pilastrata6</b>																					
QUOTA 3.50	-14.059	-9.166	-88	3,37	30.853	30.853	26.711	573.219	1,00	NO	12	-	8	25	1	1	12	25	1	1	12

**LEGENDA Pilastri - Verifiche pressoflessione deviata allo stato limite ultimo**

- Livello** Livello del Pilastro. L'eventuale lettera tra parentesi distingue i diversi tratti della pilastrata al livello considerato.
- N, Mx, My** Valori della terna di sollecitazione cui corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza.
- CS** Minimo Coefficiente di sicurezza: [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100. (Le sollecitazioni ultime Nu, Mxu, Myu sono date da N, Mx, My moltiplicate per CS).
- MRx, MRy** Momento Resistente lungo X e lungo Y.
- NdMax** Massimo sforzo di compressione.
- Nr** Sforzo resistente a compressione.
- α** Esponente Alfa per la valutazione del Coefficiente di sicurezza.
- Intrv** [SI] = nodo con presenza di rinforzo; [NO] = nodo senza rinforzo.
- φ Ve, φ Vi, φ St** Diametri, rispettivamente, delle barre di acciaio nei vertici esterni e nei vertici interni e delle staffe; [φ Vi] = Significativo e valorizzato solo in caso di sezione cava.
- L, N<sub>reg</sub>, N<sub>r</sub>, φ** Per sezione del pilastro rettangolare e armata simmetricamente, lunghezza, numero di registri, numero di barre e relativo diametro per il lato 1 e 2 della sezione. Se la sezione considerata non è rettangolare e/o simmetricamente armata, tali colonne sono vuote e le informazioni riguardanti l'armatura sono riportate per ciascun lato in apposita casella di testo.

**Progetto e verifica a taglio**

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

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

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

- dove:  $M^+_{C,Rd}$  ed  $M^-_{C,Rd}$  sono la resistenza flessionale in testa ed alla base del pilastro calcolati considerando lo sforzo normale massimo agente così da massimizzare la sollecitazione tagliante;
- $l_p$  è la distanza tra estradosso e intradosso di due impalcati;
- $\gamma_{Rd}$  è un coefficiente di sicurezza pari ad 1,10 per strutture in CD "B".

Il calcolo del taglio resistente nei pilastri è effettuato su tutta la lunghezza come per il caso della zona non critica nelle travi. In questo caso si è dovuto calcolare il coefficiente  $V_{d,min}$ , per il calcolo di  $\alpha_c$ , che tiene conto della presenza dello sforzo normale agente. Si è calcolato questo contributo di resistenza prendendo il minore degli sforzi normali agenti tra le combinazioni di calcolo così da minimizzare il contributo resistente. Di seguito sono scritti i legami tra detti valori:

$\alpha_c$	
1	Membrature non compresse
$1 + v_d$	$0 \leq v_d < 0,25$
1,25	$0,25 \leq v_d \leq 0,5$
$2,5 (1 - v_d)$	$0,5 \leq v_d \leq 1$

La tabella seguente riporta i valori di  $V_{d,min}$ ,  $\alpha_c$  e  $V_{Ed}$ :

**PILASTRI - VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE DEVIATA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Elevazione)**

Pilastri - Verifiche a taglio per pressoflessione deviata allo stato limite ultimo																	
Livello	Tx	Ty	CS	Vcc		Vwd		Vcd		Vwp		Vfd		Vrds	Aft	Pst	Intrv
				X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y				
	[N]	[N]		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[cm <sup>2</sup> /cm]	[cm]	
<b>Pilastrata: Pilastrata1</b> QUOTA 3.50	20.09 7	20.09 7	6,03	12121 7	12121 7	20283 8	20283 8	0	0	0	0	0	0	-	0,104 7	9	NO
<b>Pilastrata: Pilastrata2</b> QUOTA 3.50	21.22 7	21.22 7	5,80	12305 4	12305 4	20283 8	20283 8	0	0	0	0	0	0	-	0,104 7	9	NO
<b>Pilastrata: Pilastrata3</b> QUOTA 3.50	21.14 4	21.14 4	5,83	12332 4	12332 4	20283 8	20283 8	0	0	0	0	0	0	-	0,104 7	9	NO
<b>Pilastrata: Pilastrata4</b> QUOTA 3.50	21.12 4	21.12 4	5,84	12332 8	12332 8	20283 8	20283 8	0	0	0	0	0	0	-	0,104 7	9	NO
<b>Pilastrata: Pilastrata5</b> QUOTA 3.50	21.23 4	21.23 4	5,80	12305 7	12305 7	20283 8	20283 8	0	0	0	0	0	0	-	0,104 7	9	NO
<b>Pilastrata: Pilastrata6</b> QUOTA 3.50	20.11 7	20.11 7	6,03	12123 1	12123 1	20283 8	20283 8	0	0	0	0	0	0	-	0,111 8	9	NO

**LEGENDA Pilastri - Verifiche a taglio per pressoflessione deviata allo stato limite ultimo**

- Livello** Livello del pilastro. L'eventuale lettera tra parentesi distingue i diversi tratti della pilastrata al livello considerato.
- Tx** Valori delle sollecitazione di taglio rispetto alla direzione X.
- Ty** Valori delle sollecitazione di taglio rispetto alla direzione Y.
- CS** Minimo Coefficiente di sicurezza: [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100.
- Vcc** Taglio ultimo per conglomerato compresso.
- Vwd** Contributo dell'acciaio al taglio ultimo dovuto alle staffe.
- Vcd** Contributo del calcestruzzo al taglio ultimo.
- Vwp** Contributo dell'acciaio al taglio ultimo dovuto ai ferri piegati.
- Vfd** Contributo del rinforzo in FRP al taglio trazione.
- Vrds** Taglio ultimo per scorrimento Piani orizzontali.
- Aft** Area di ferro per il taglio per centimetro.
- Pst** Passo massimo staffe da Normativa.
- Intrv** [SI] = nodo con presenza di rinforzo; [NO] = nodo senza rinforzo.

## 9 – SINTESI GRAFICA DEI RISULTATI

Il presente documento riporta gli **elaborati grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

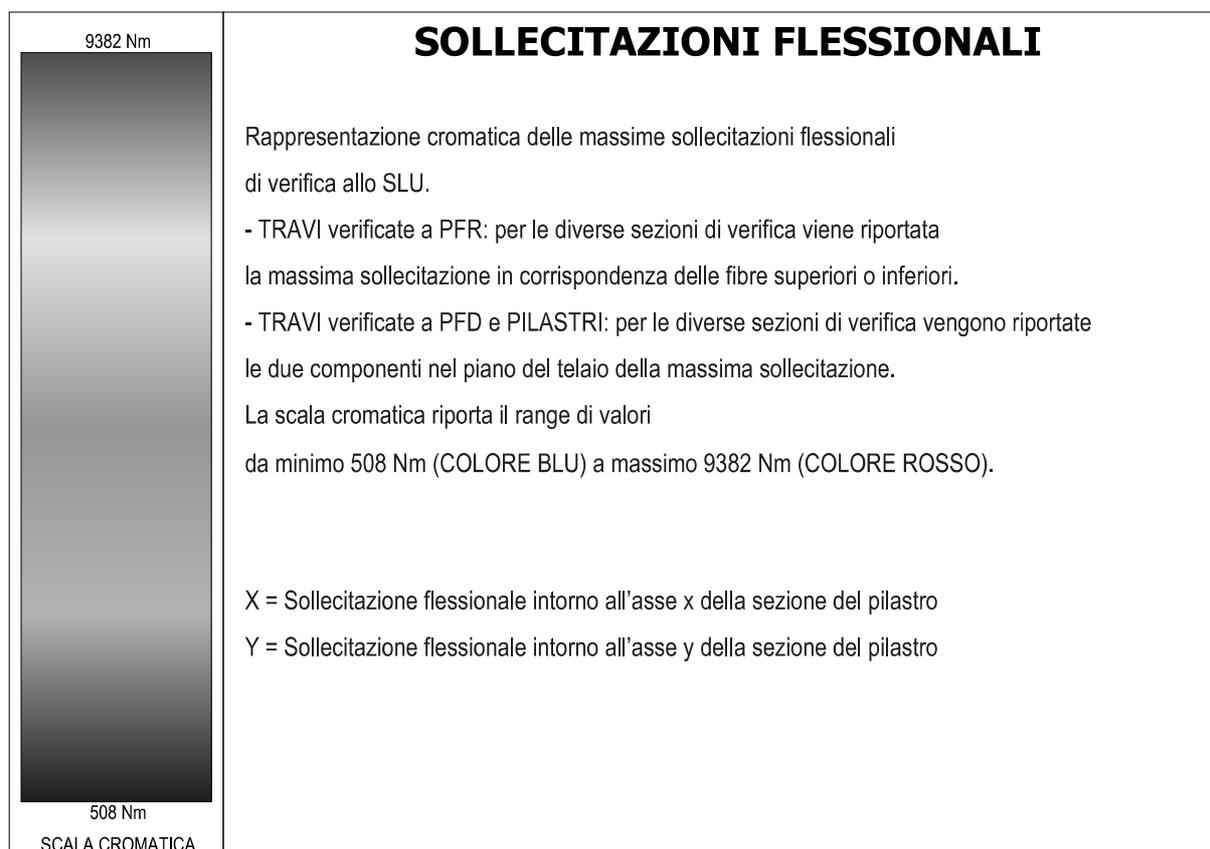
Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.

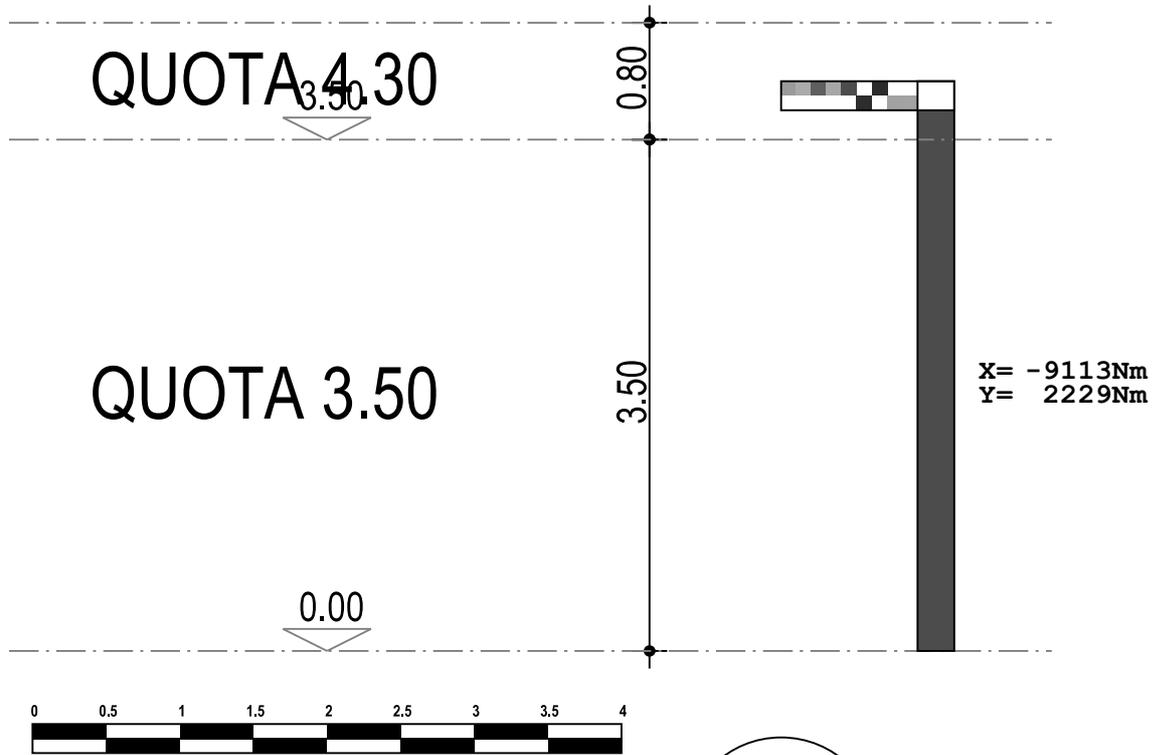
Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.

Nei paragrafi seguenti si ripora gli allineamenti murari con i minimi coefficienti di sicurezza calcolati per l'allineamento



# Telaio P12-1

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

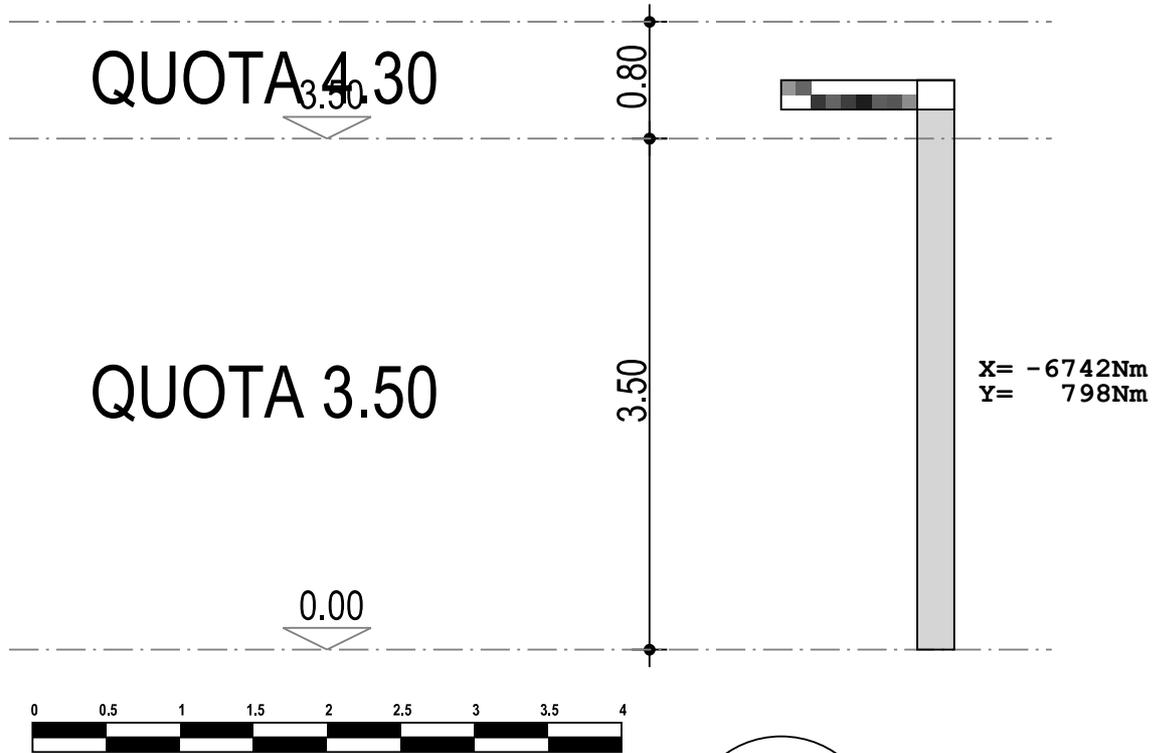


P12

1

# Telaio P13-2

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

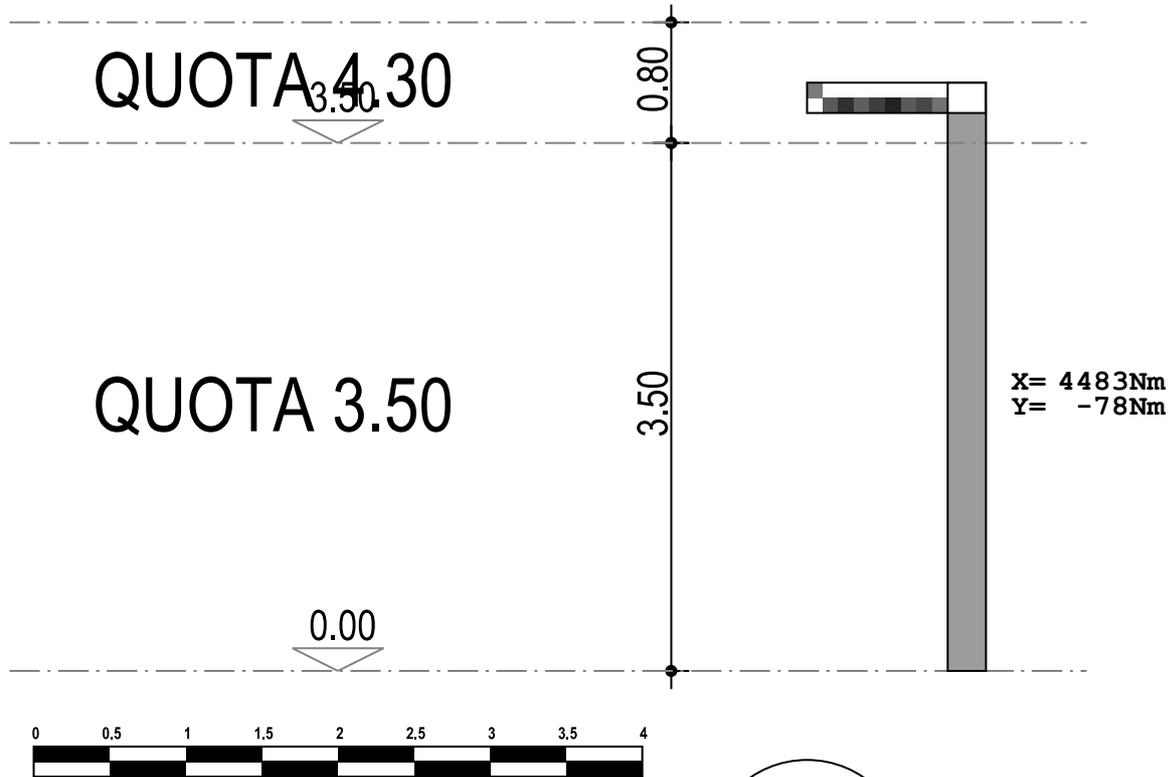


P13

2

# Telaio P14-3

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

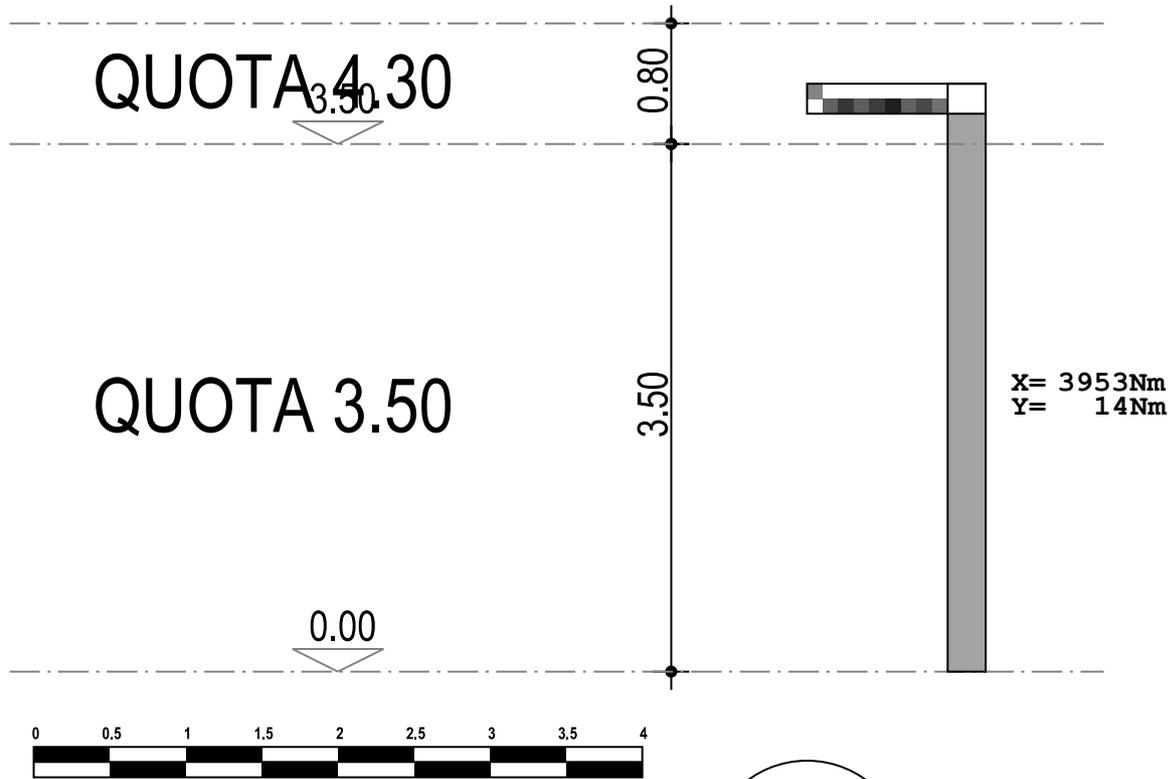


P14

3

# Telaio P15-4

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

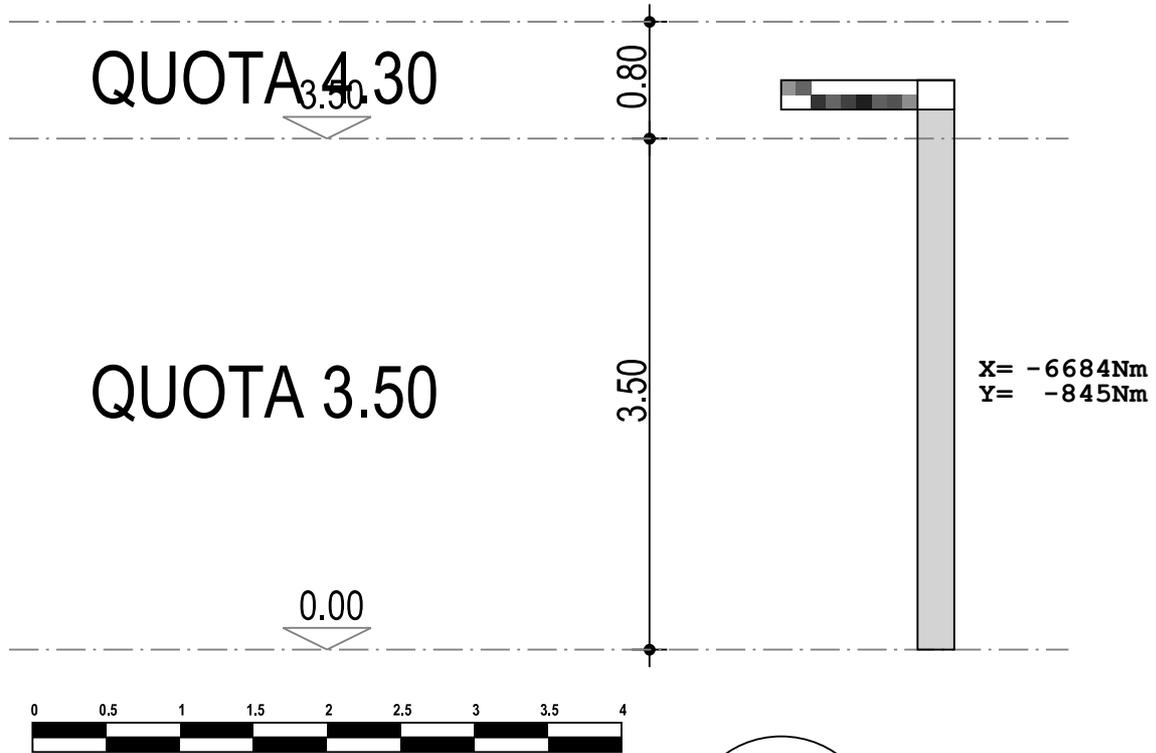


P15

4

# Telaio P16-5

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

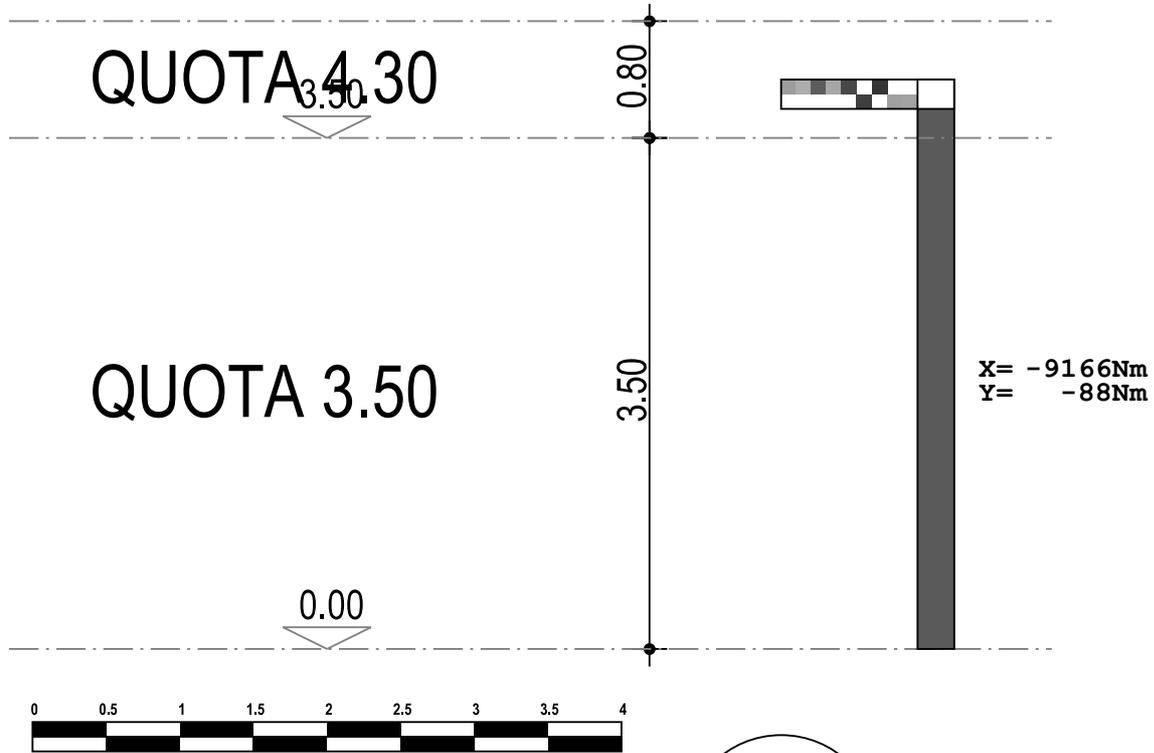


P16

5

# Telaio P17-6

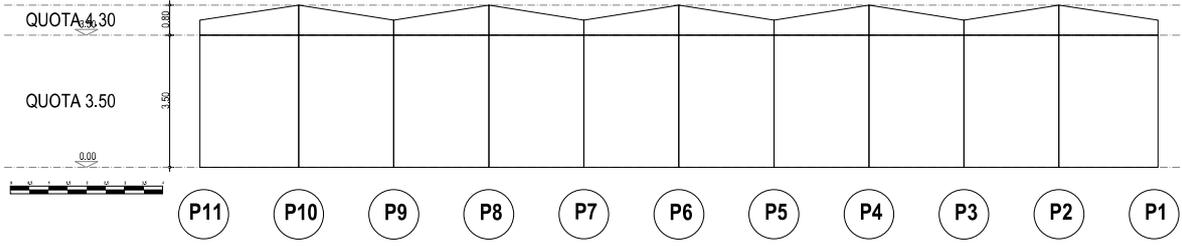
## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



P17

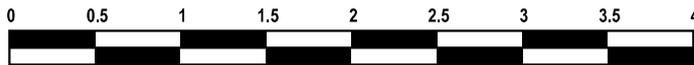
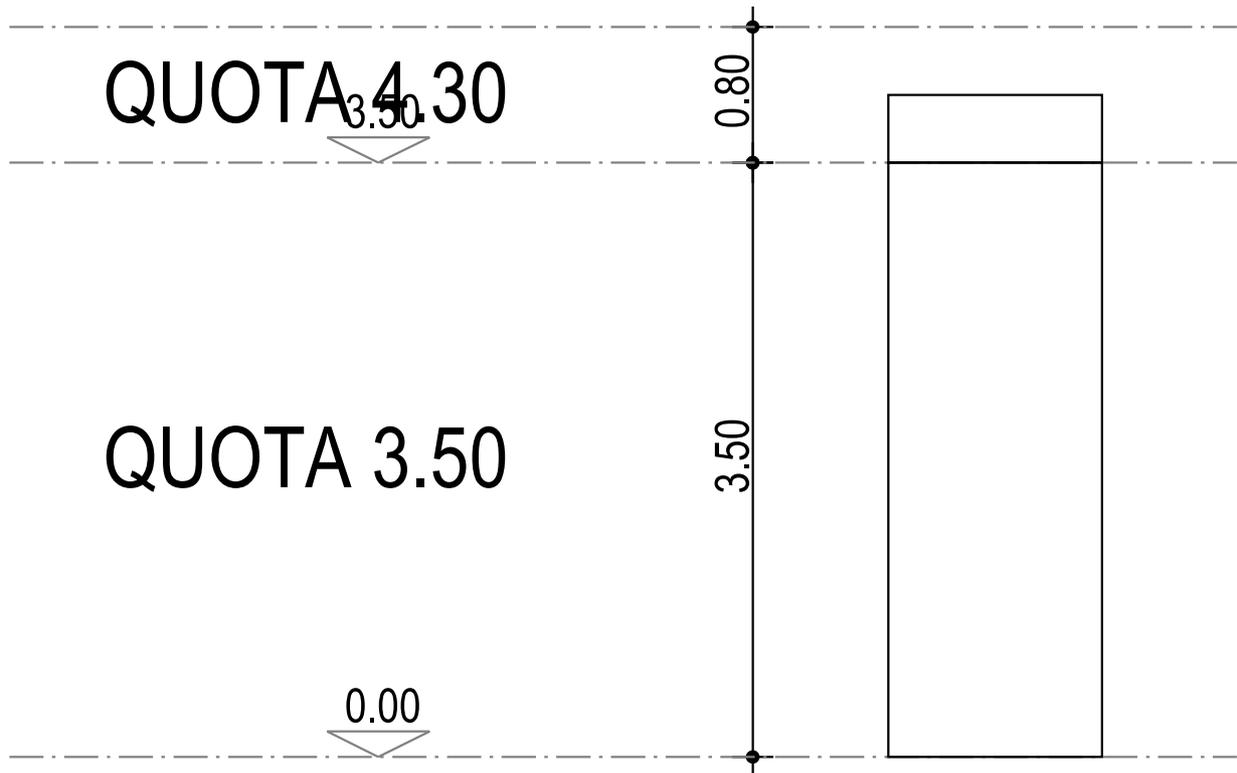
6

Telaio P11-P10-P9-P8-P7-P6-P5-P4-P3-P2-P1  
SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



# Telaio P1-P12

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

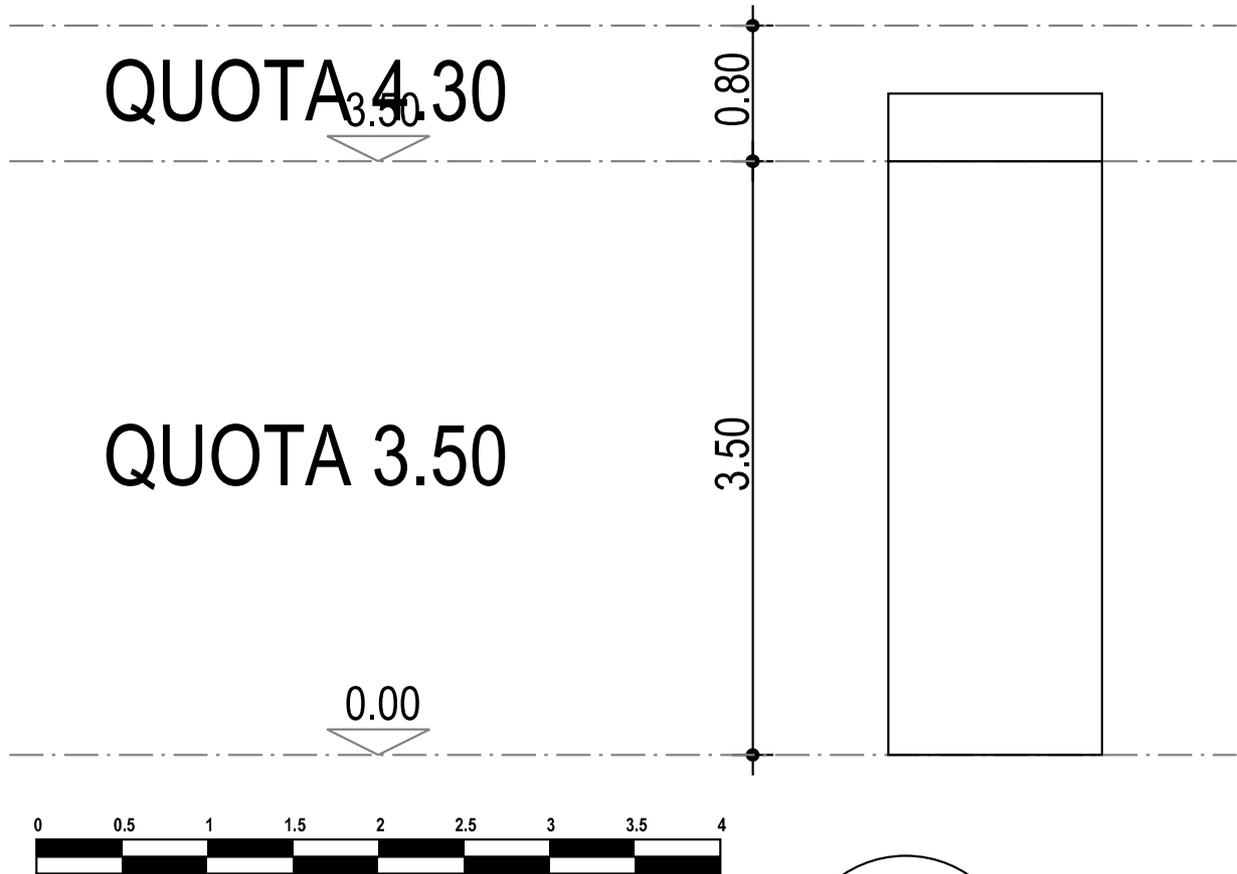


**P1**

**P12**

# Telaio P3-P13

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

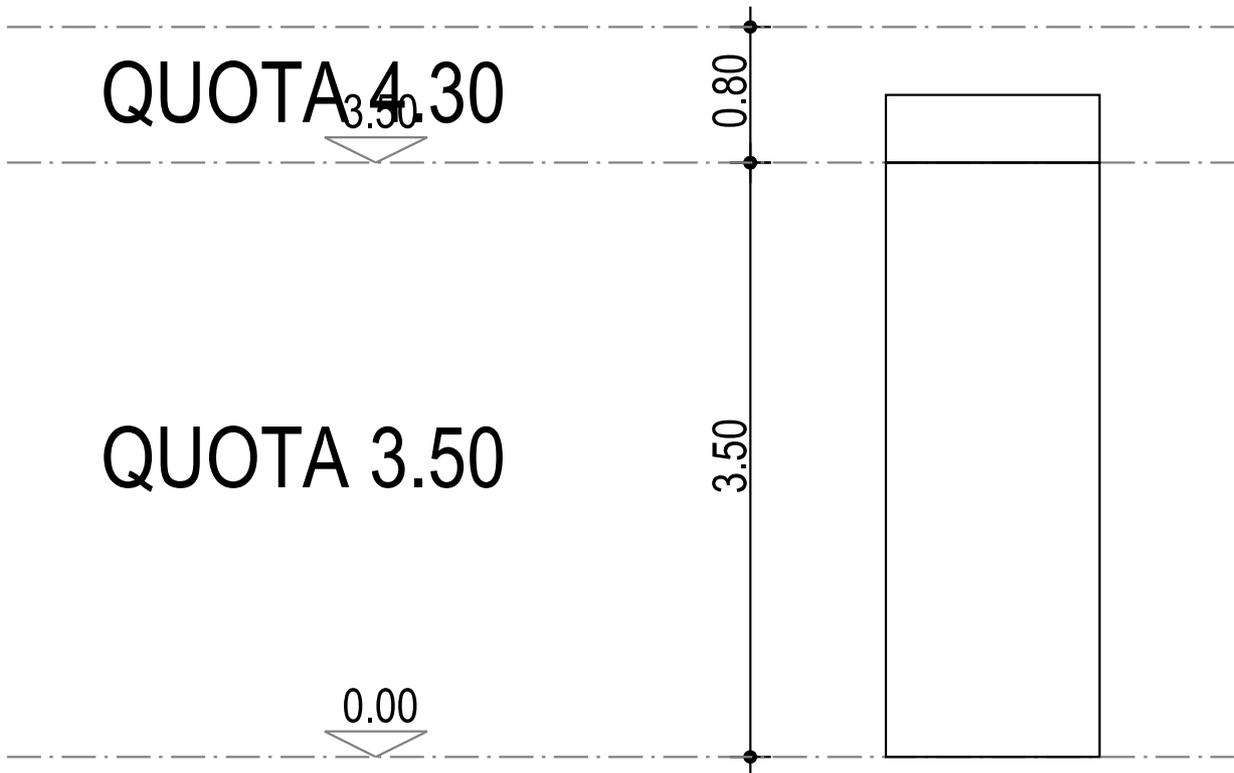


**P3**

**P13**

# Telaio P5-P14

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

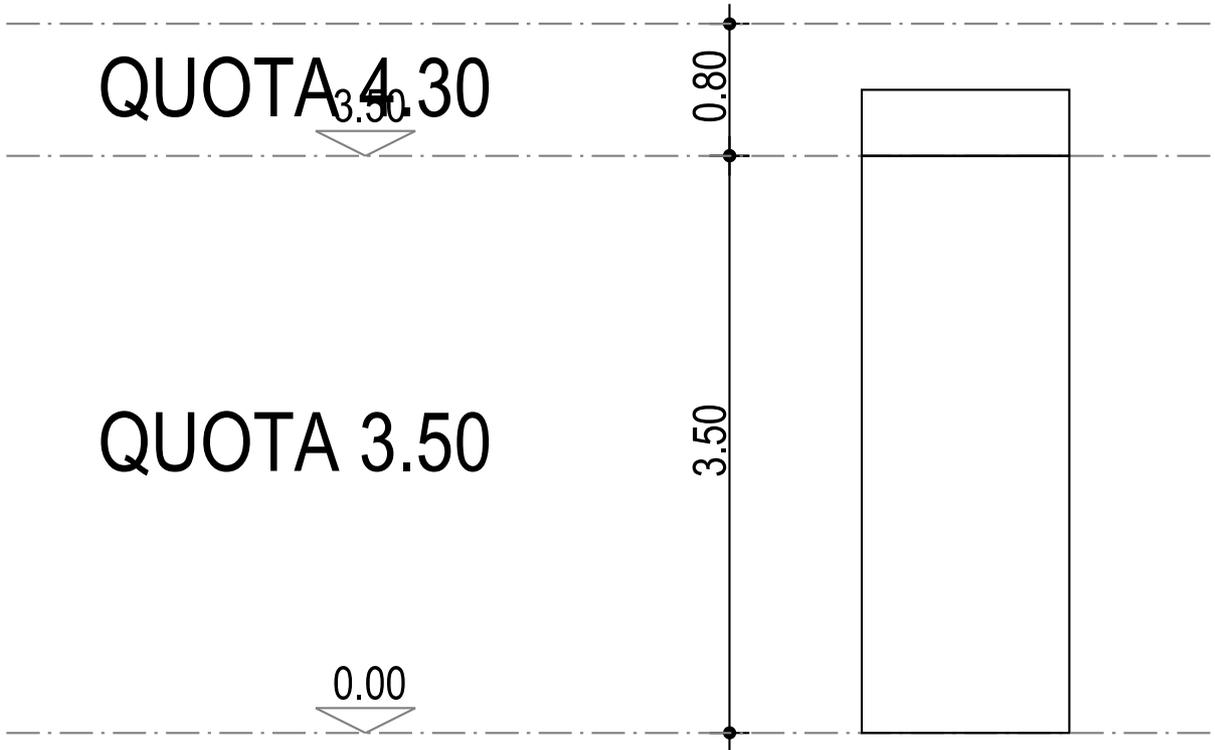


**P5**

**P14**

# Telaio P7-P15

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

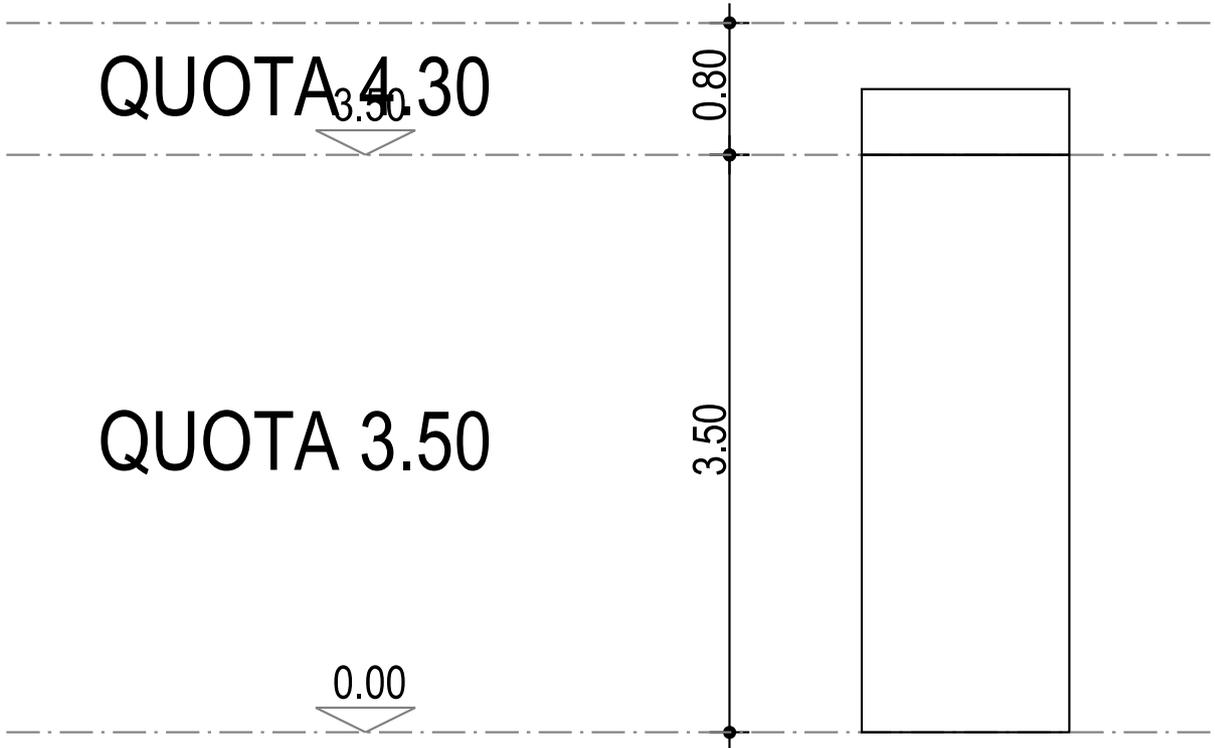


**P7**

**P15**

# Telaio P9-P16

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

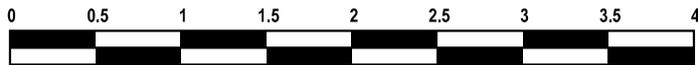
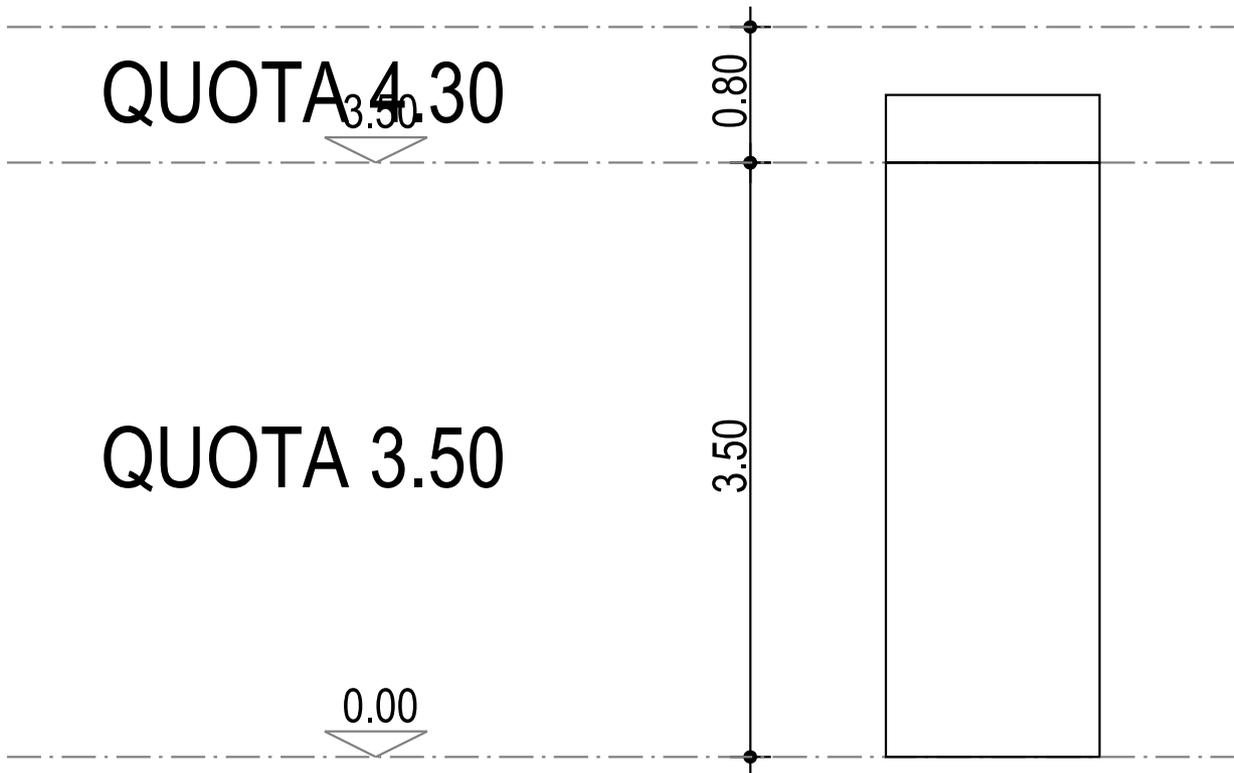


**P9**

**P16**

# Telaio P11-P17

## SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



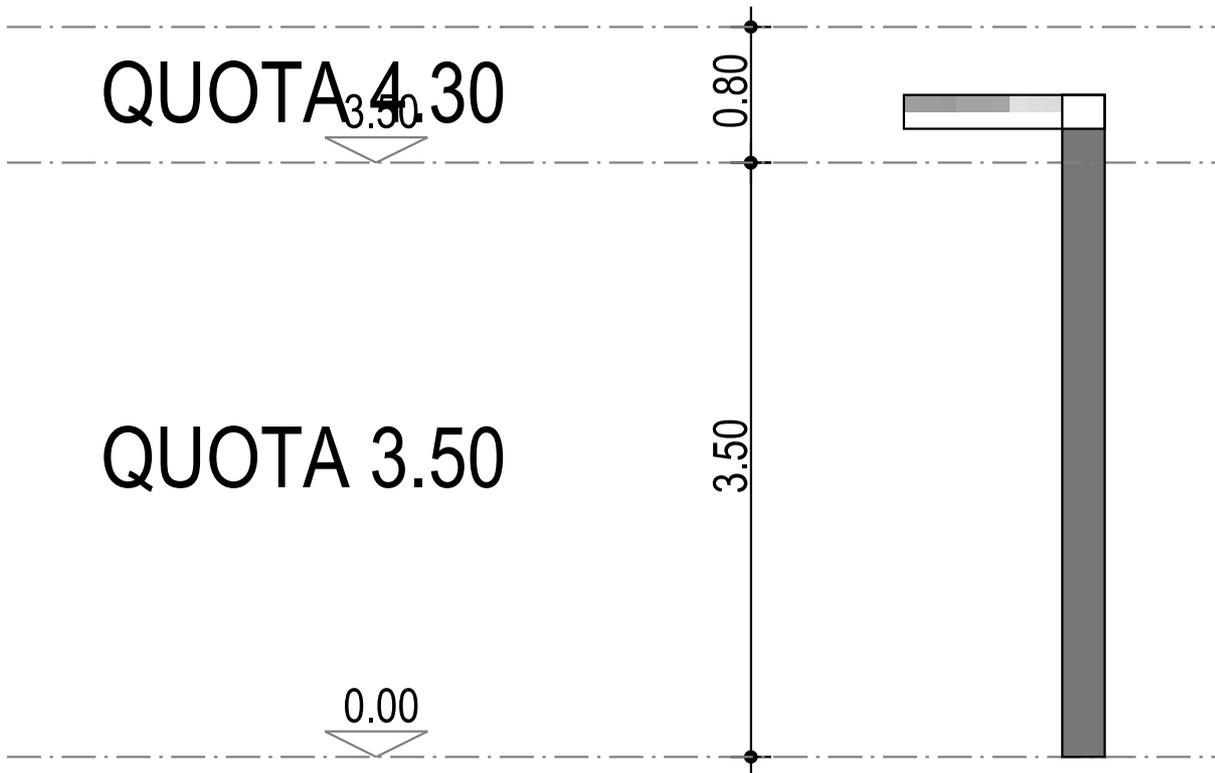
**P11**

**P17**



# Telaio P12-1

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

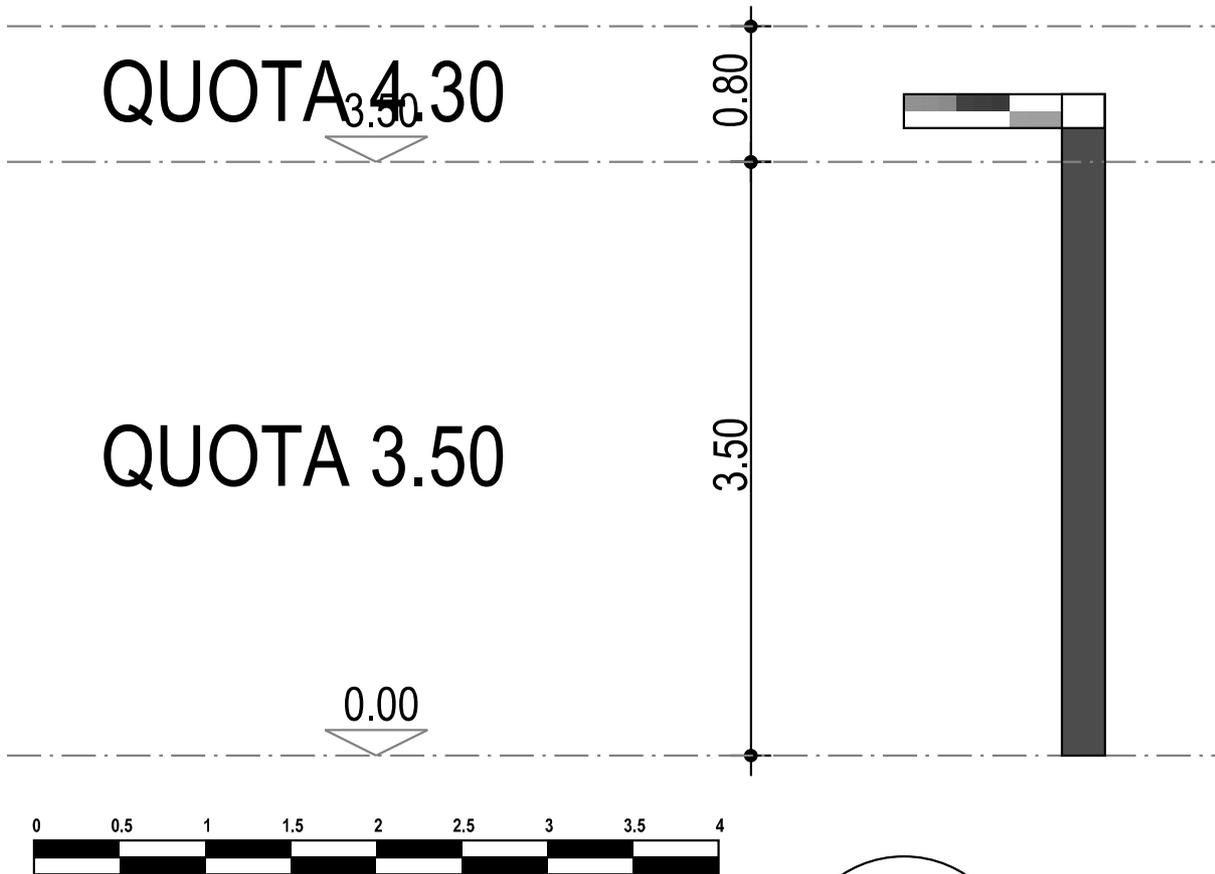


P12

1

# Telaio P13-2

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

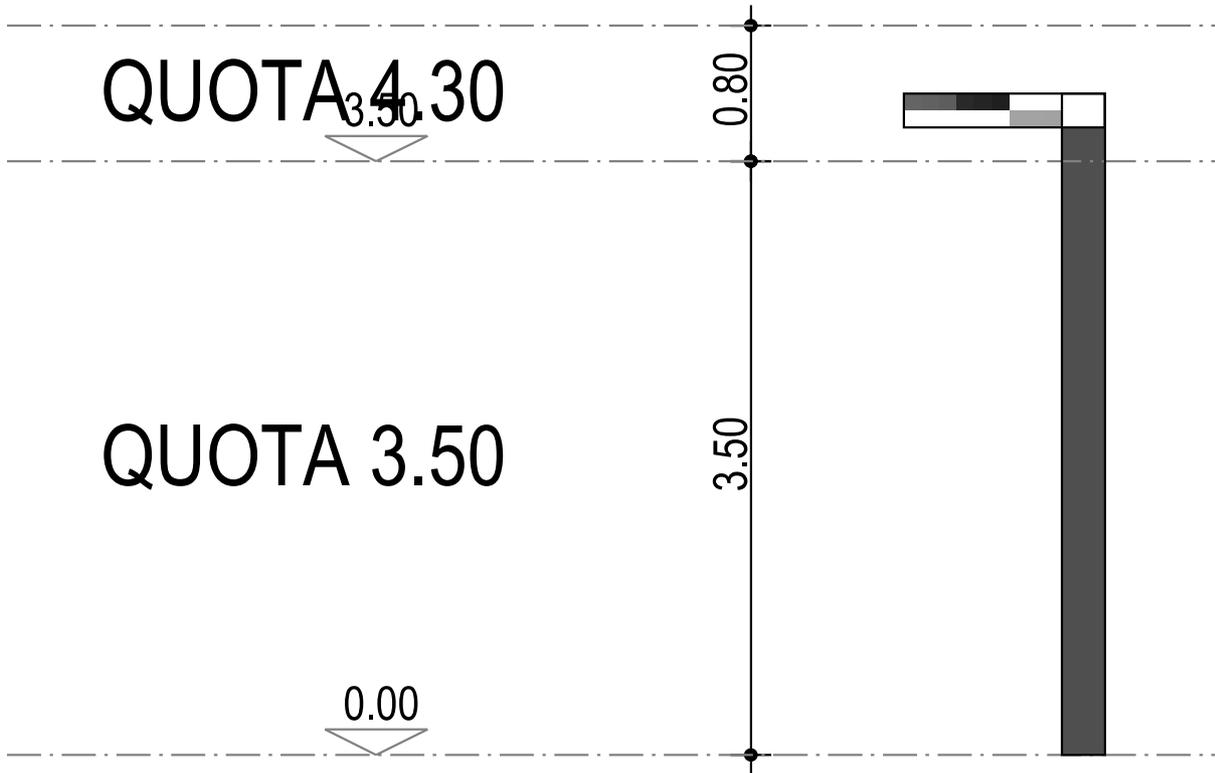


P13

2

# Telaio P14-3

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

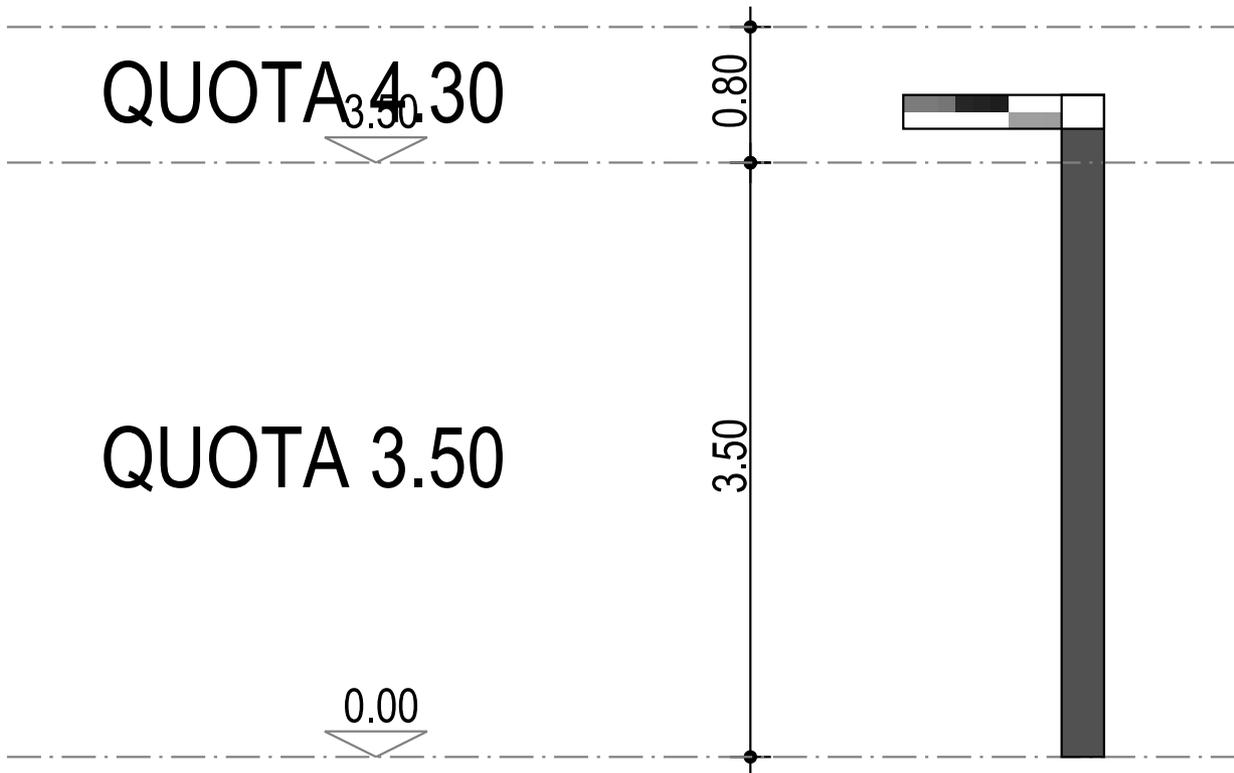


P14

3

# Telaio P15-4

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

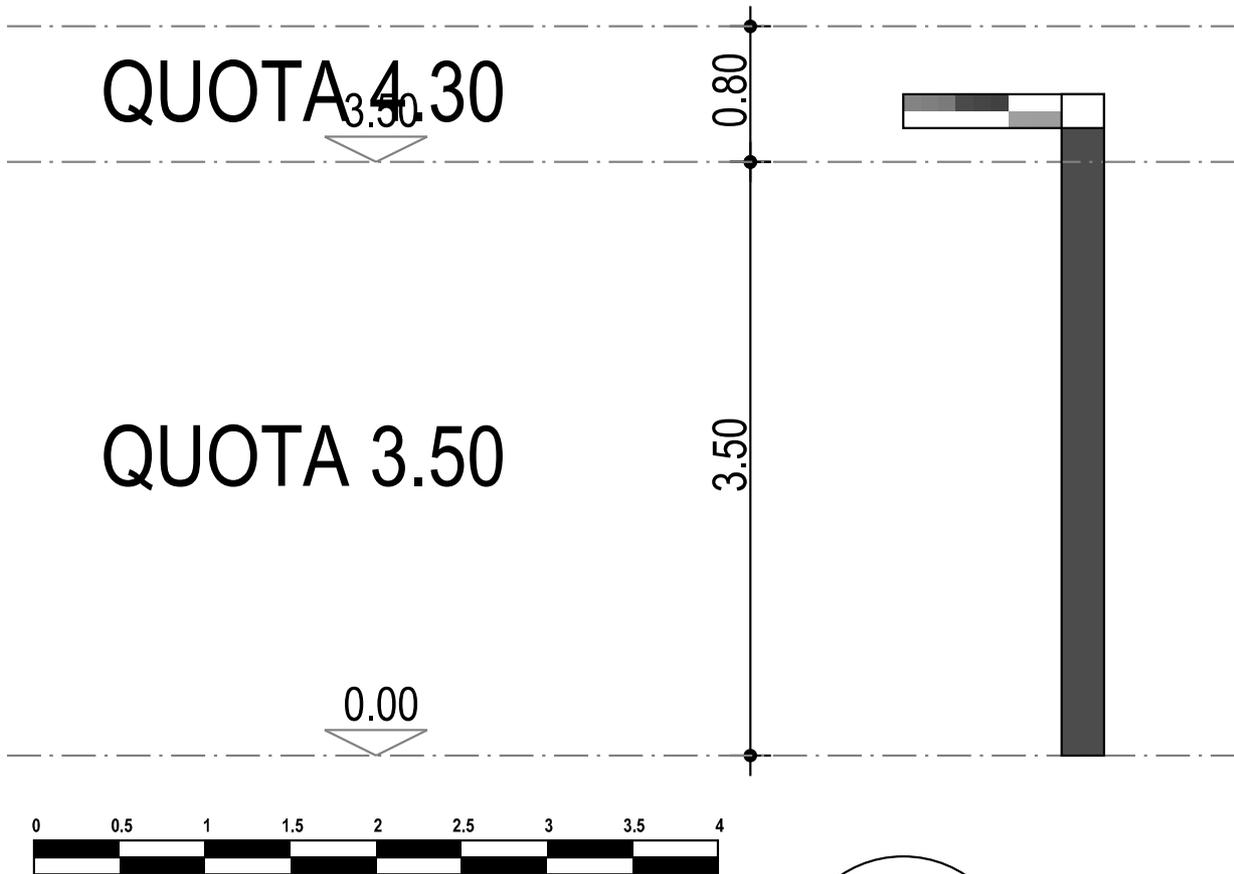


P15

4

# Telaio P16-5

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

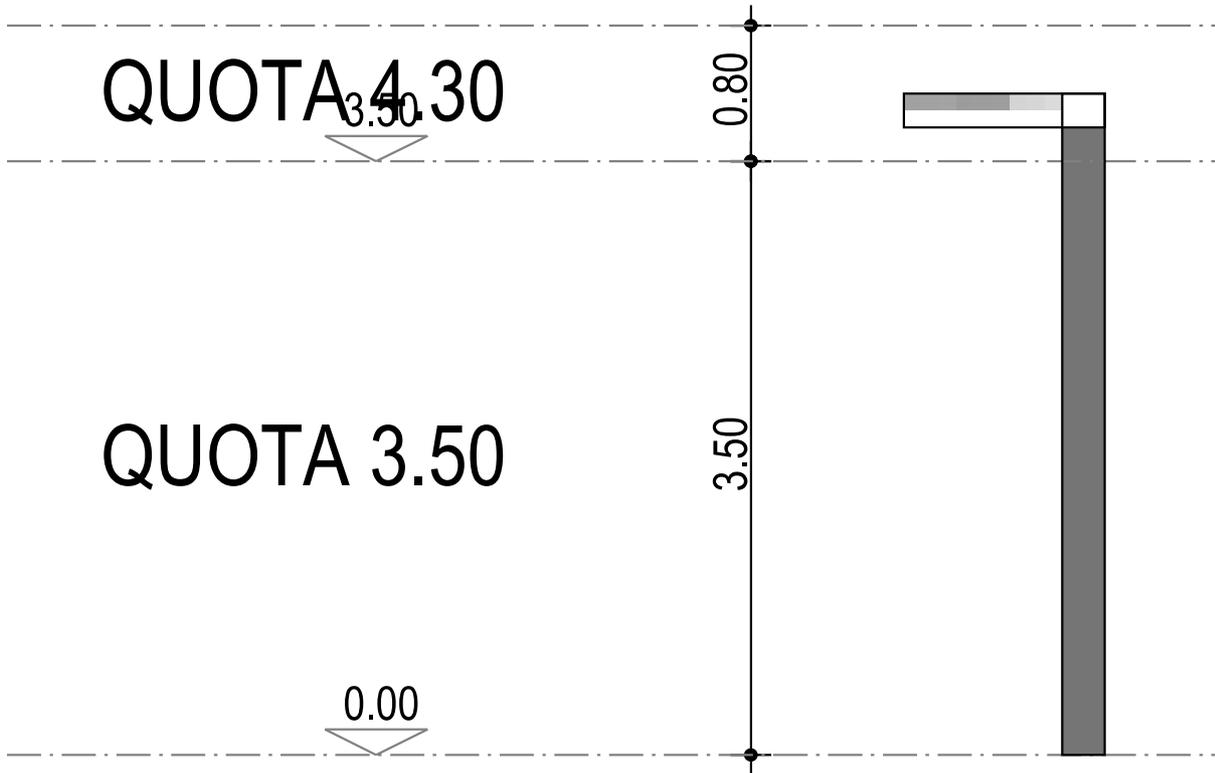


**P16**

**5**

# Telaio P17-6

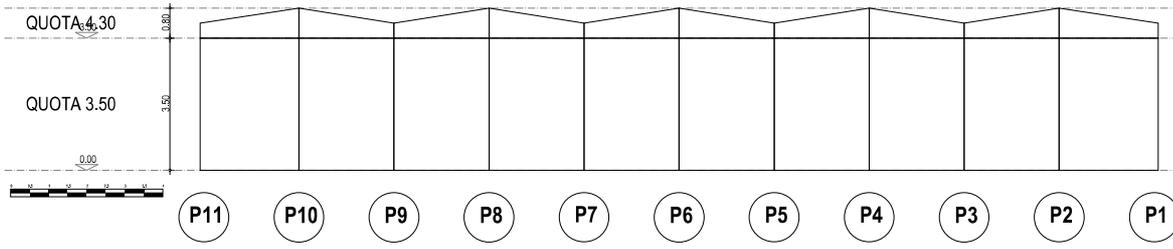
## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



**P17**

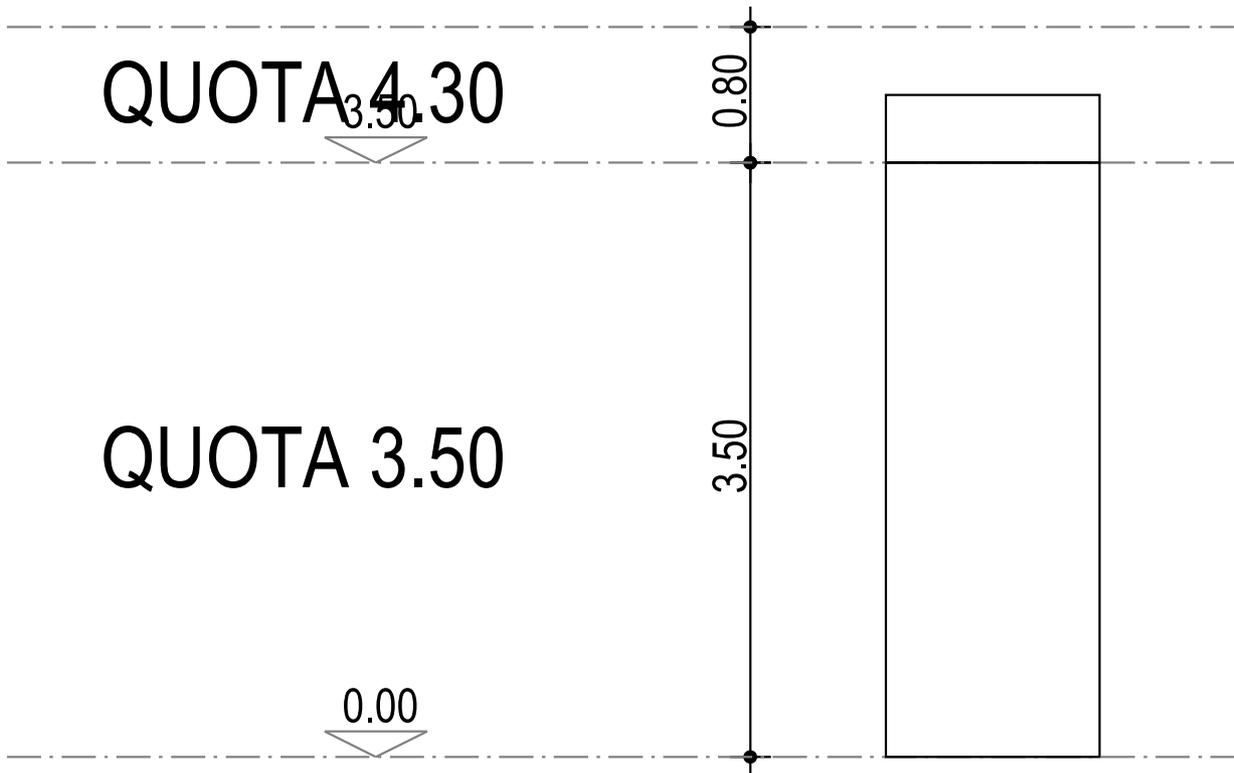
**6**

Telaio P11-P10-P9-P8-P7-P6-P5-P4-P3-P2-P1  
SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



# Telaio P1-P12

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

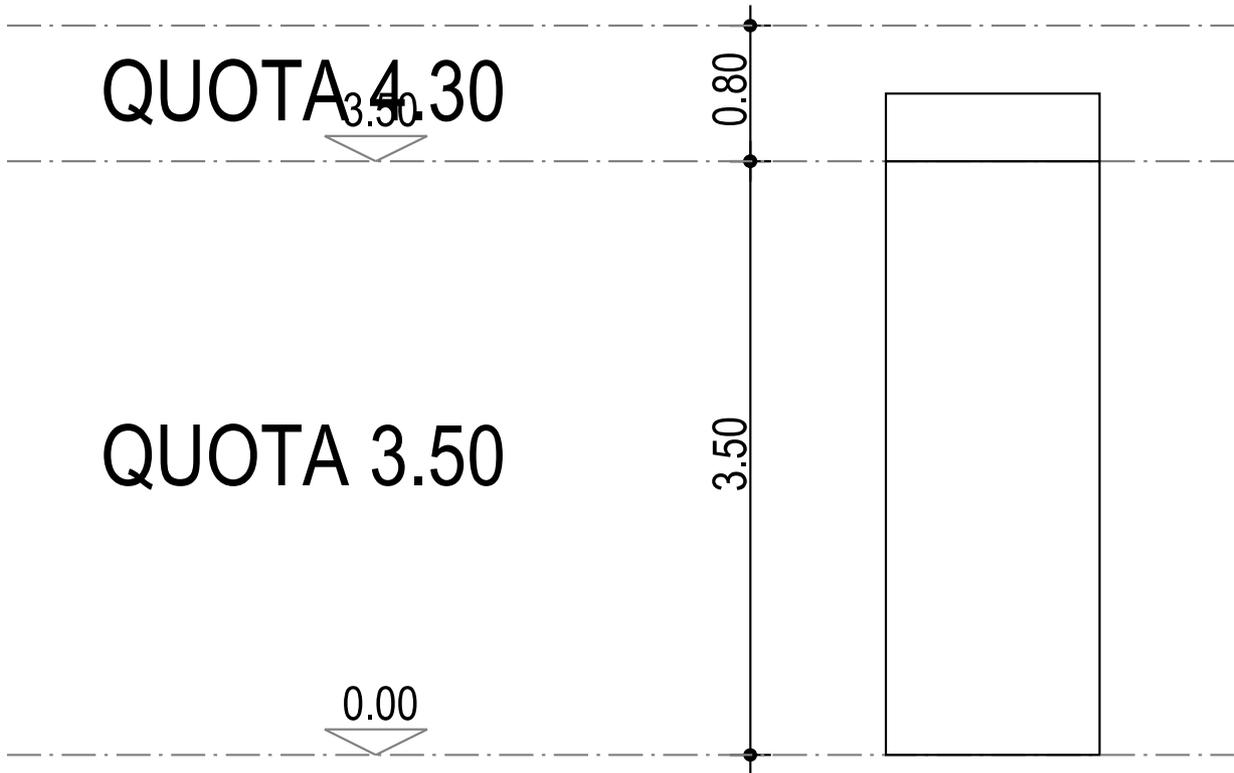


P1

P12

# Telaio P3-P13

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

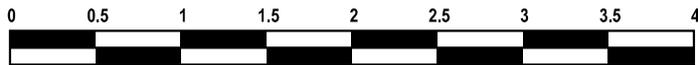
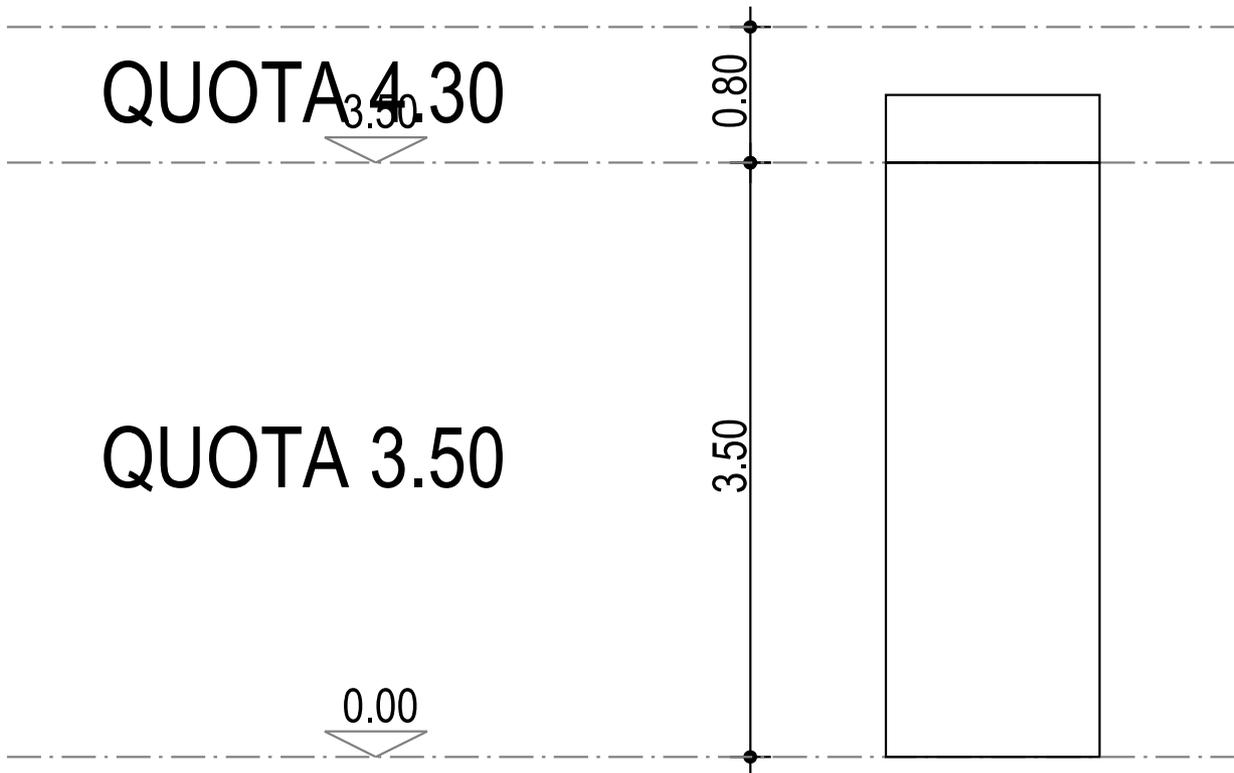


**P3**

**P13**

# Telaio P5-P14

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

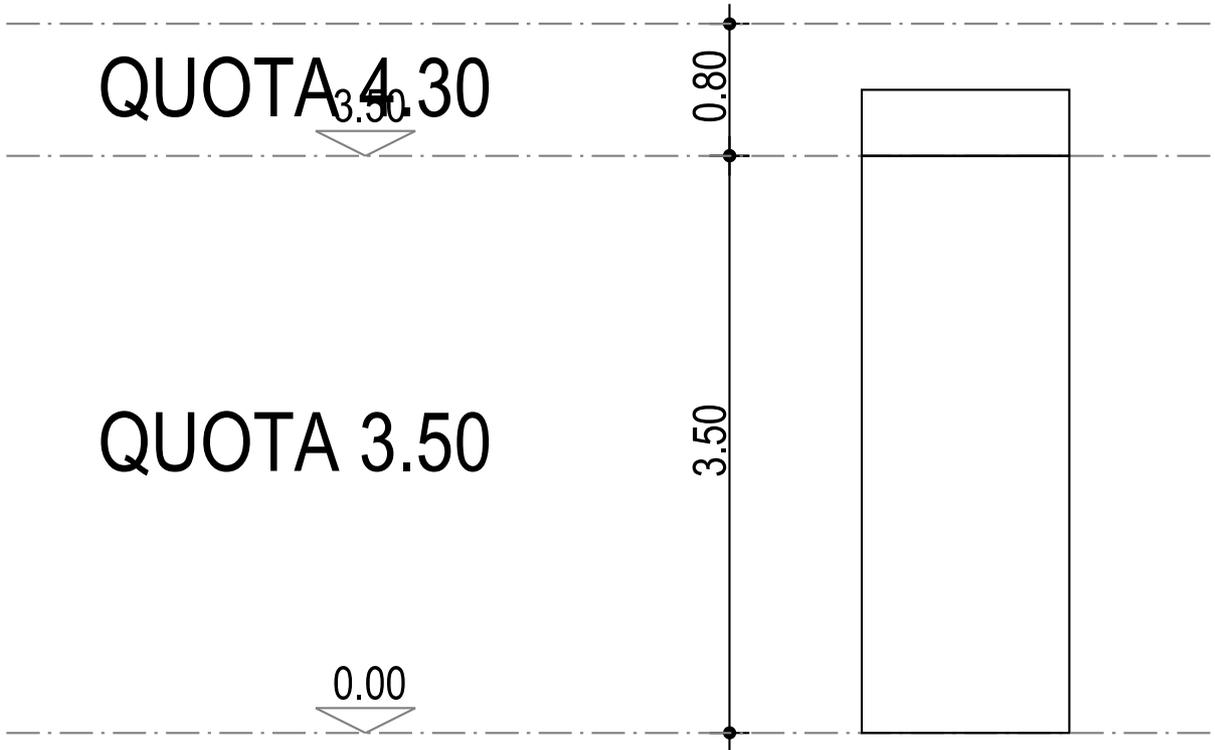


P5

P14

# Telaio P7-P15

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

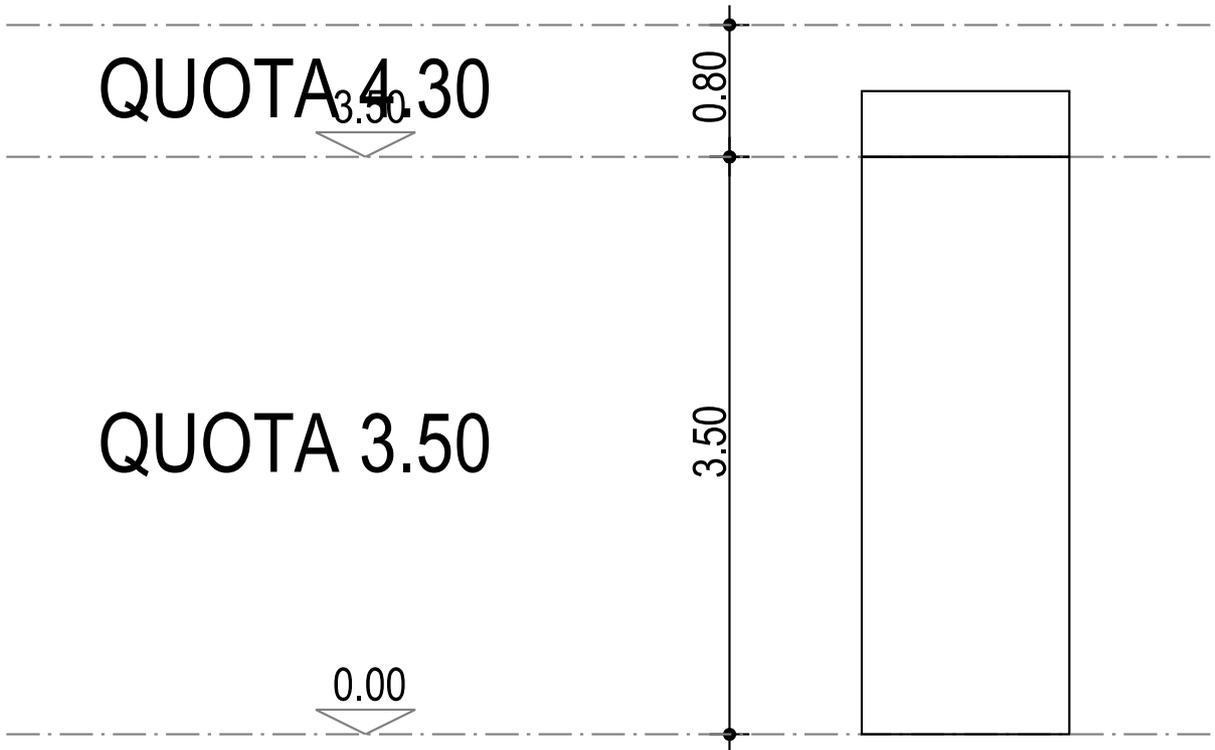


**P7**

**P15**

# Telaio P9-P16

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

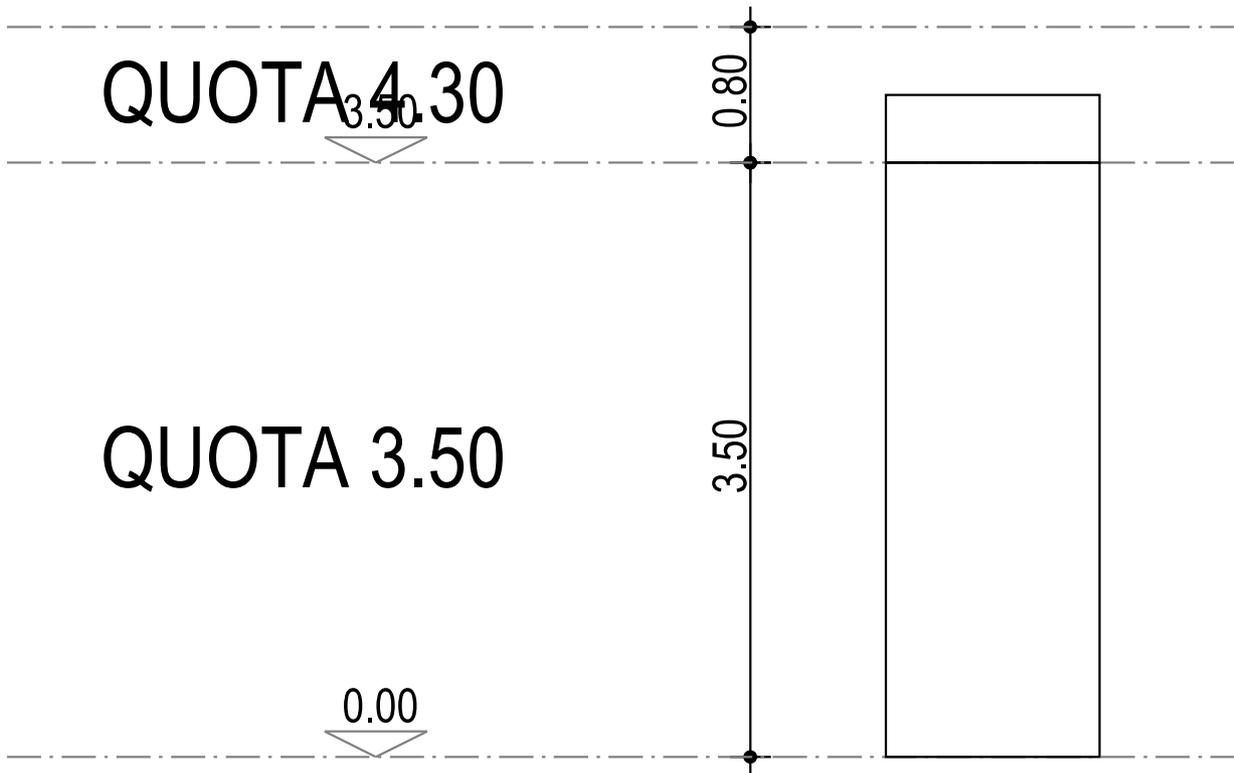


P9

P16

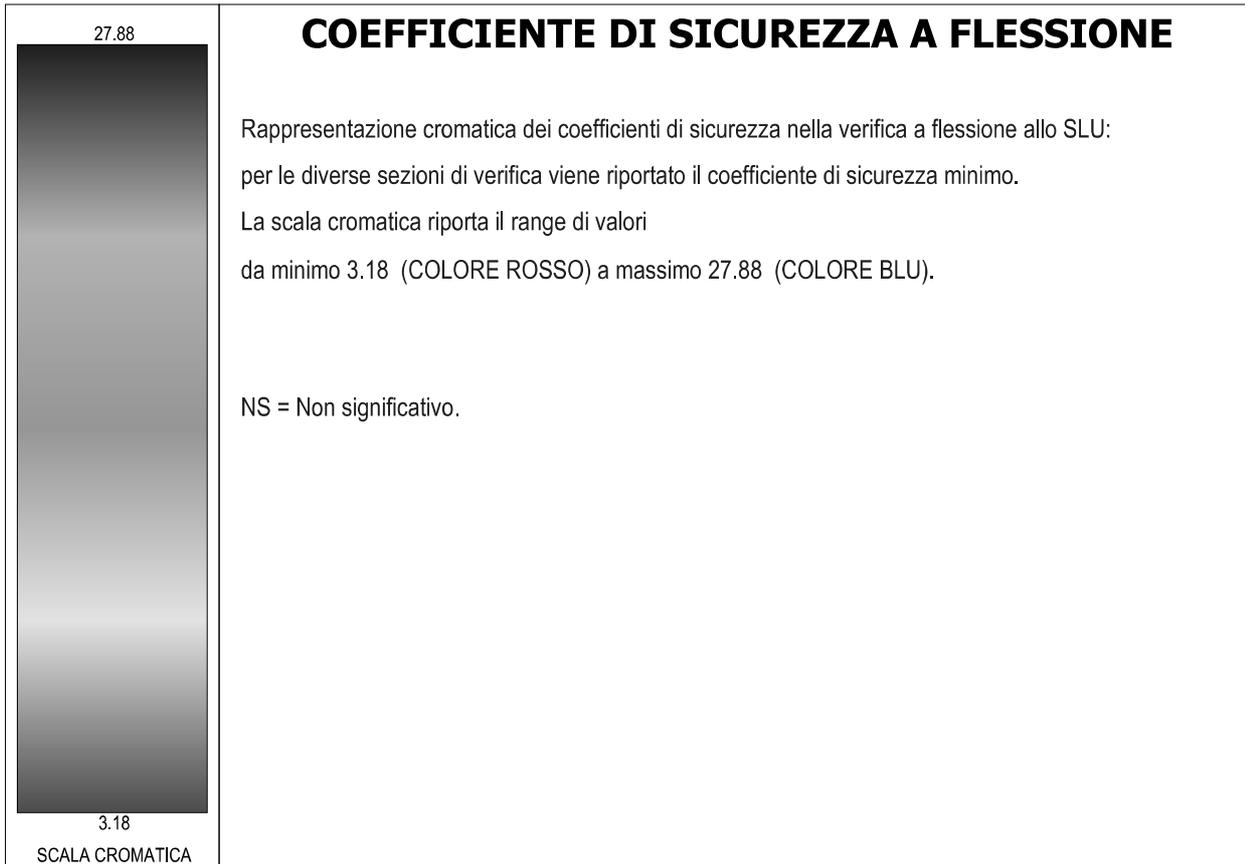
# Telaio P11-P17

## SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



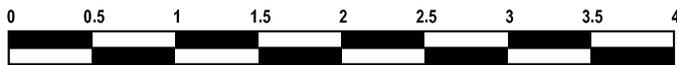
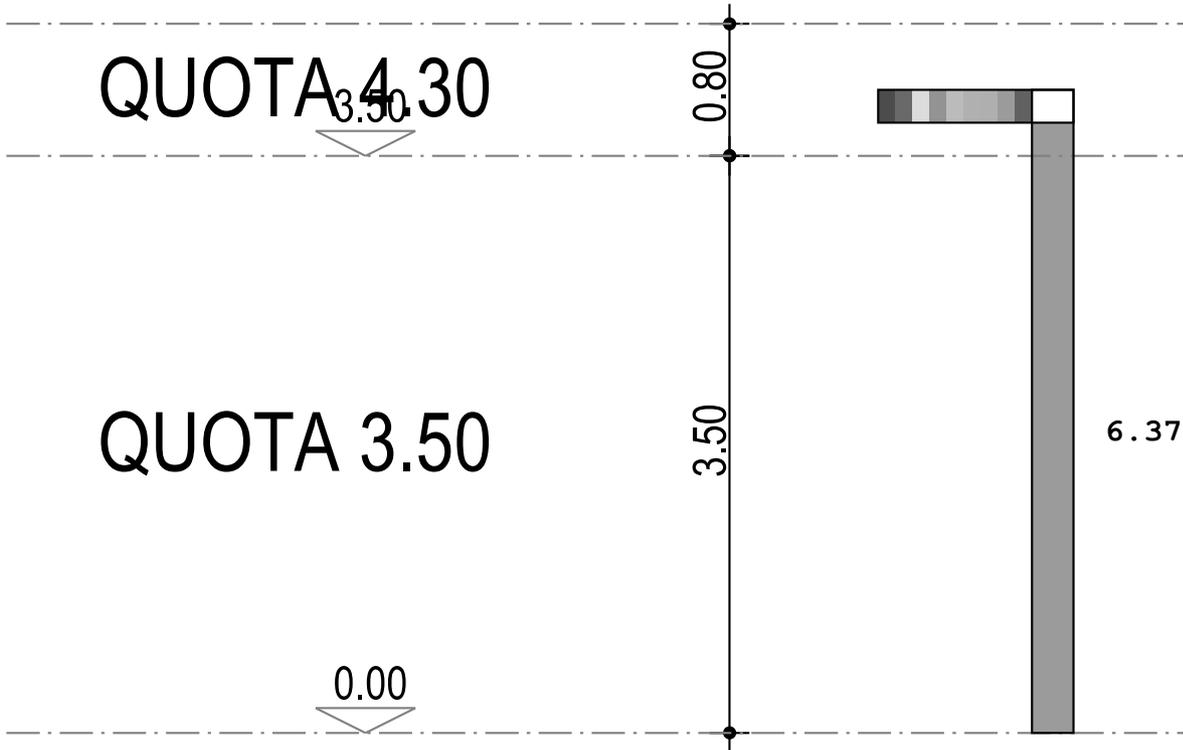
P11

P17



# Telaio P12-1

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

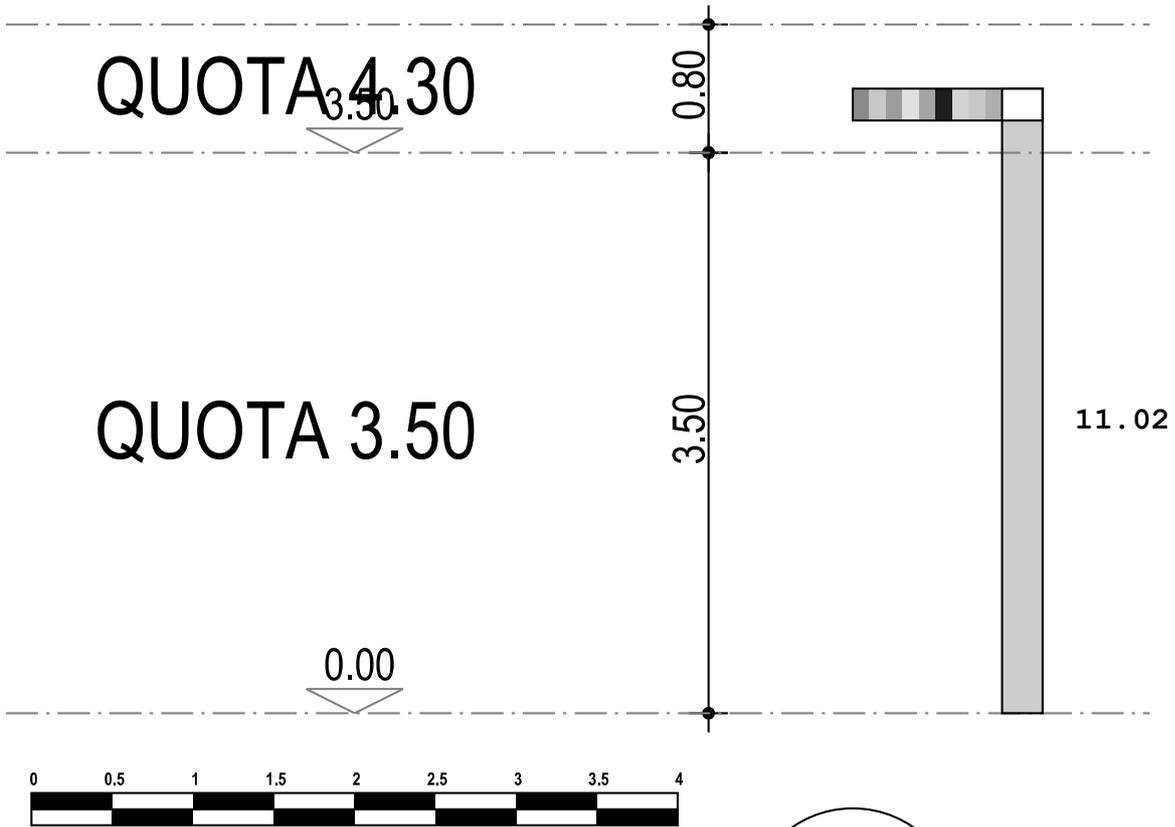


P12

1

# Telaio P13-2

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

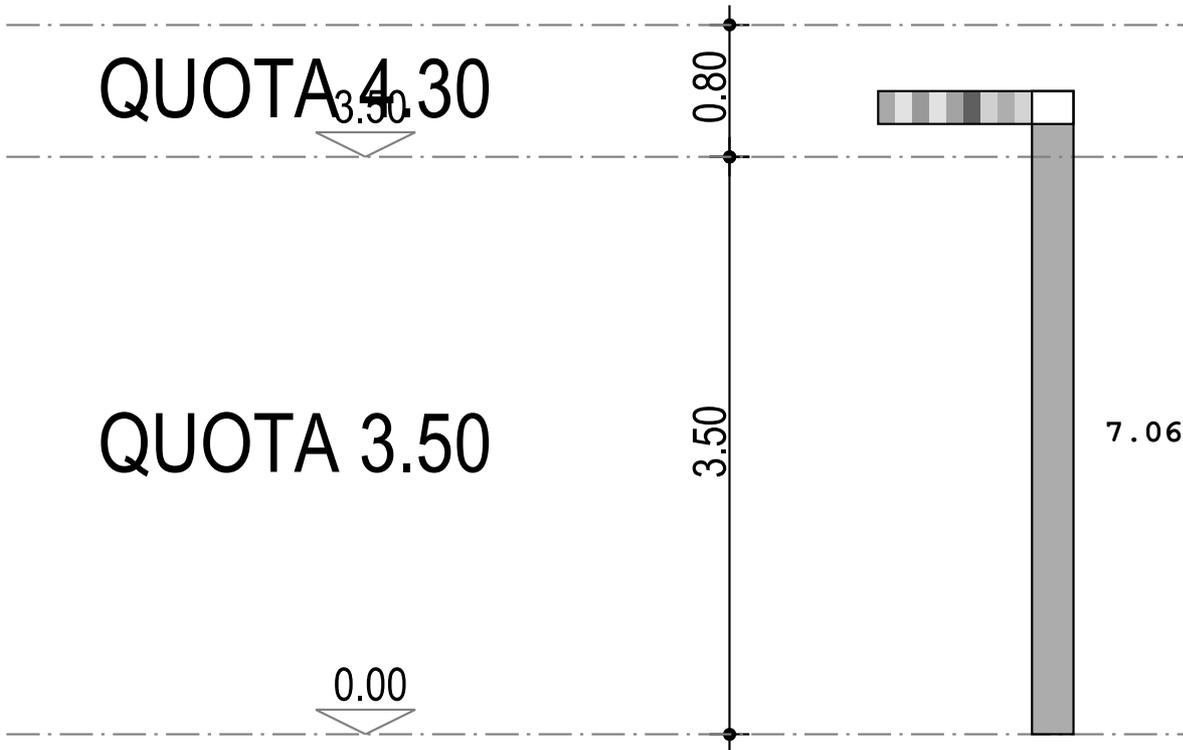


P13

2

# Telaio P14-3

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

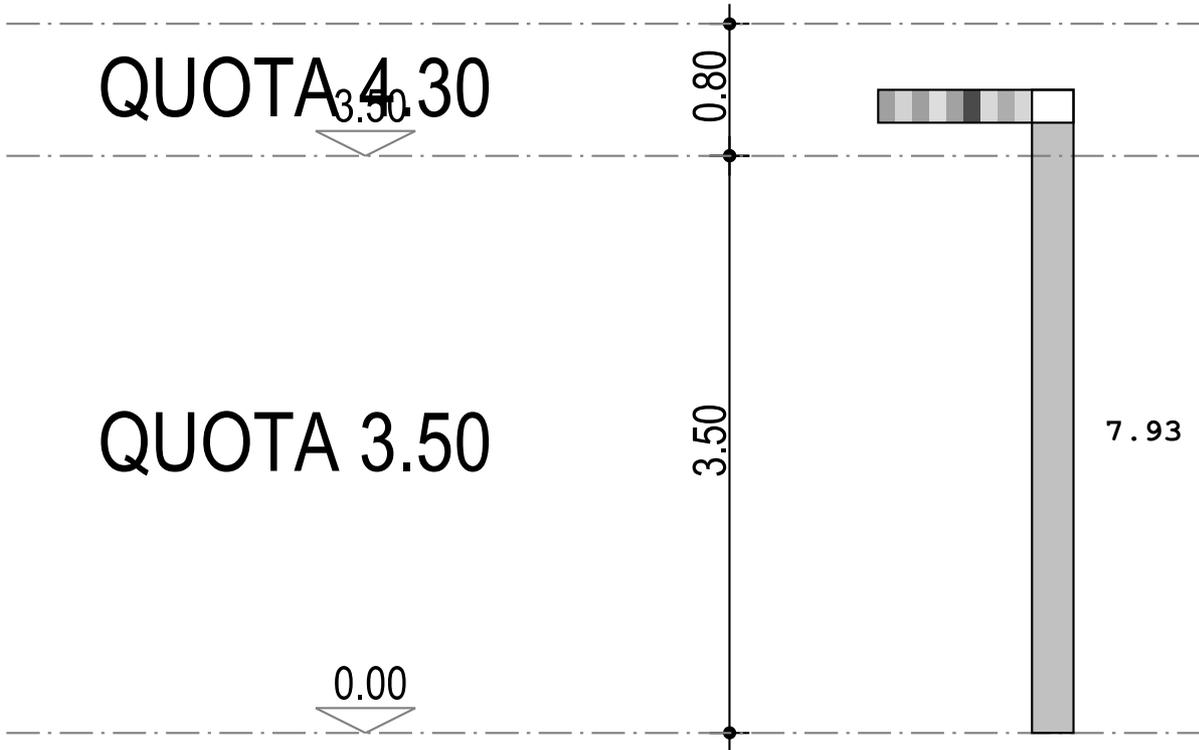


P14

3

# Telaio P15-4

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

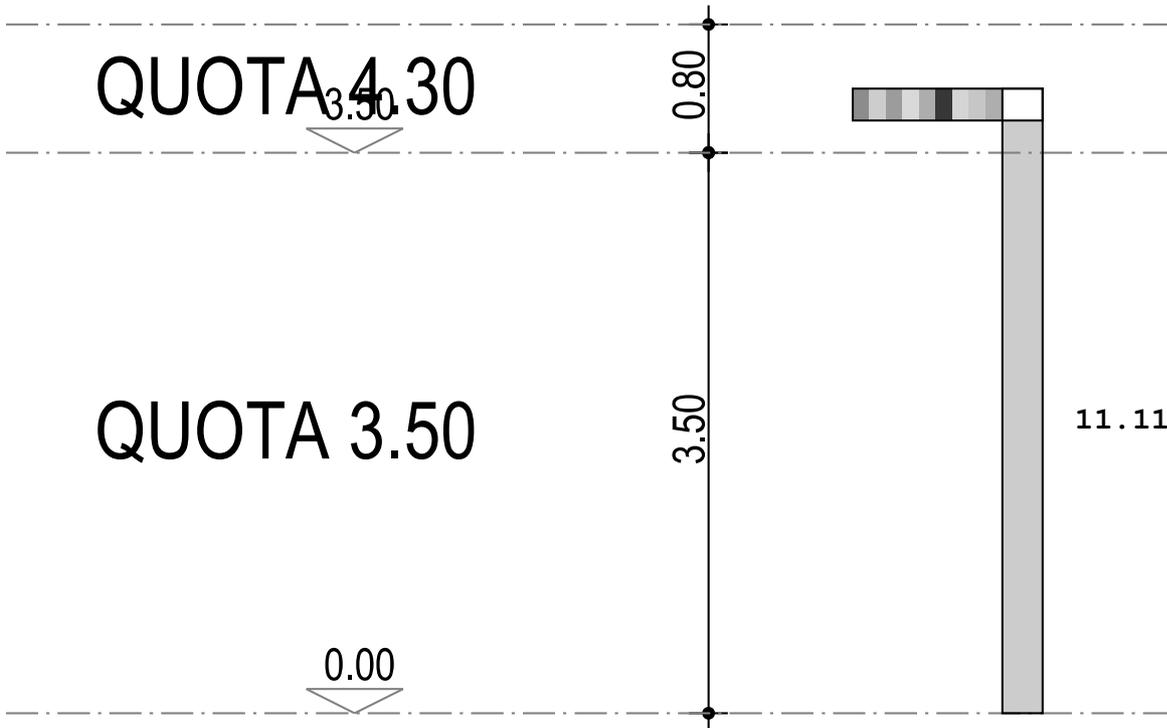


**P15**

**4**

# Telaio P16-5

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

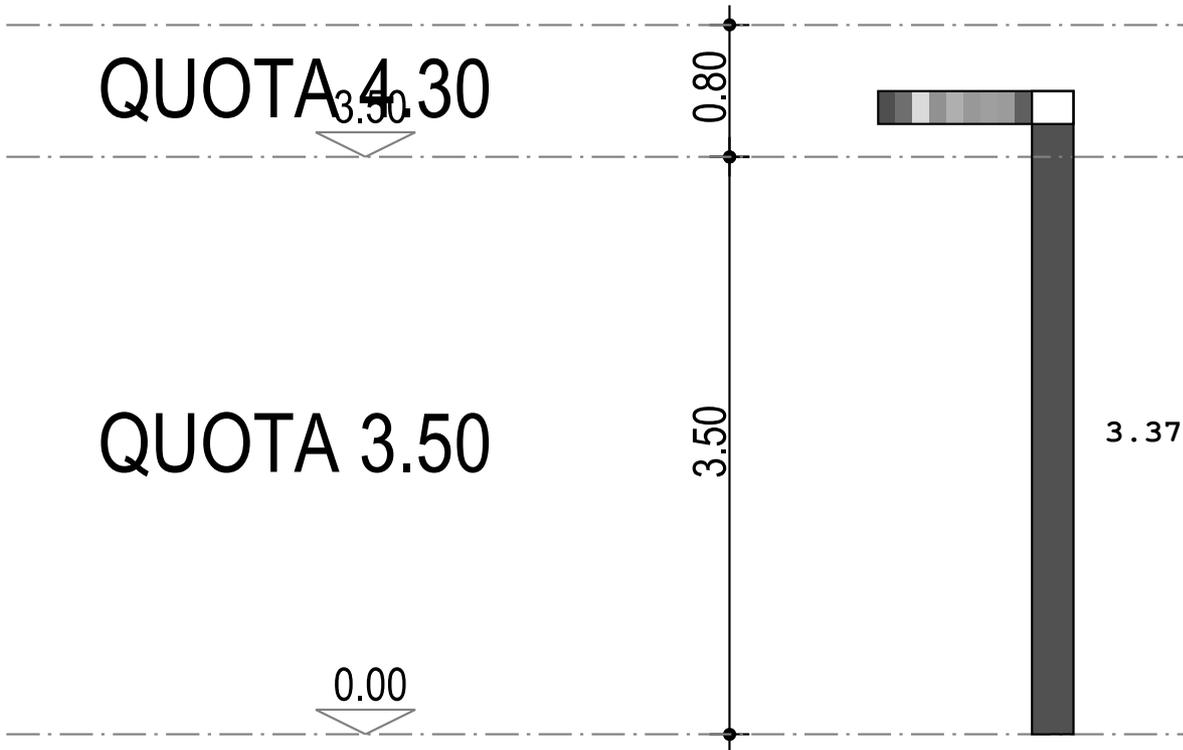


**P16**

**5**

# Telaio P17-6

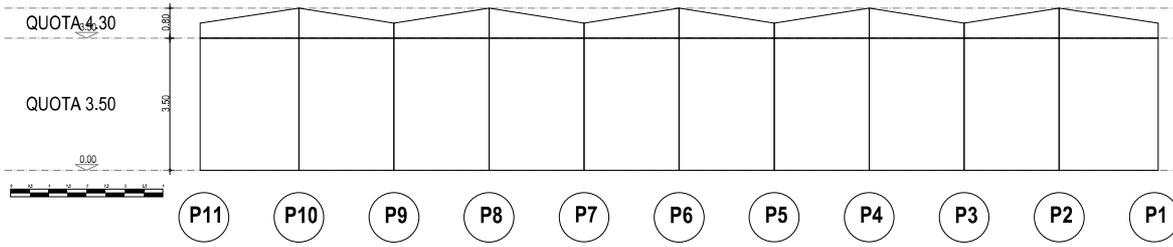
## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



P17

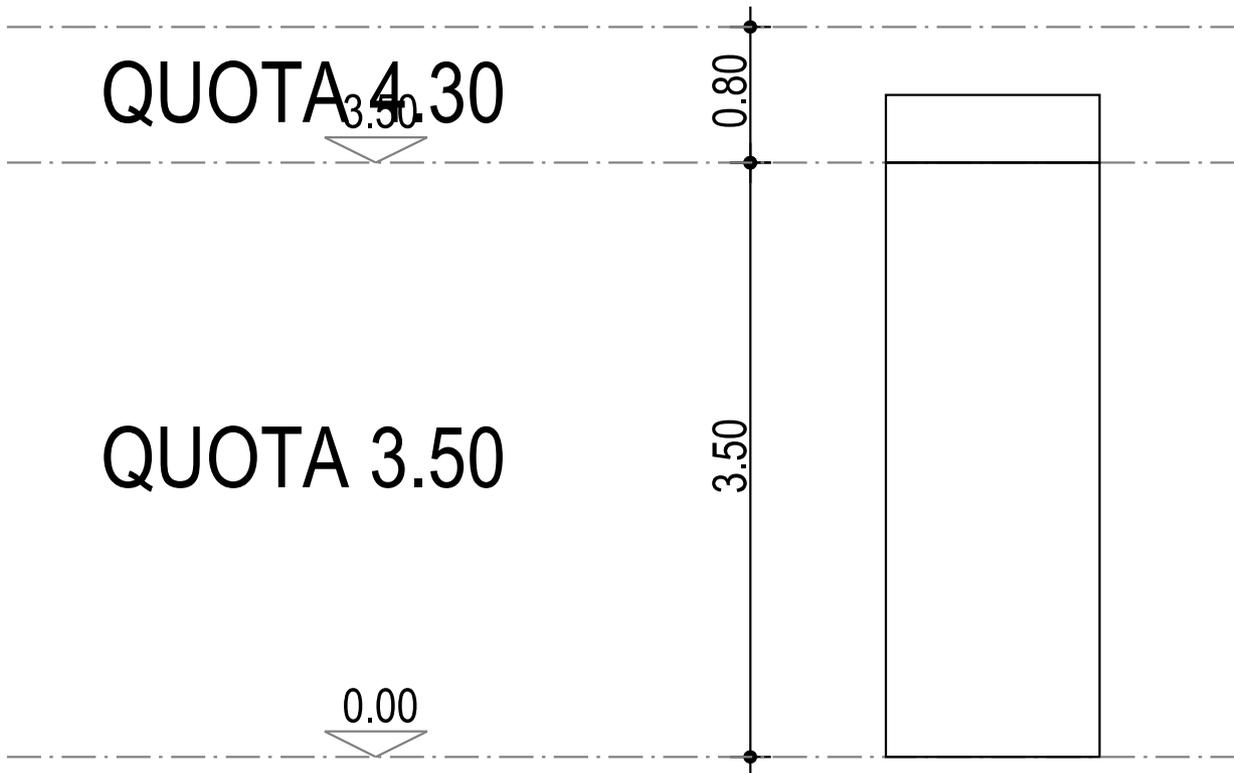
6

Telaio P11-P10-P9-P8-P7-P6-P5-P4-P3-P2-P1  
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



# Telaio P1-P12

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

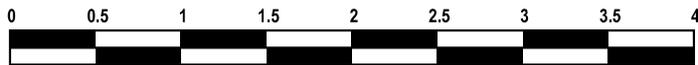
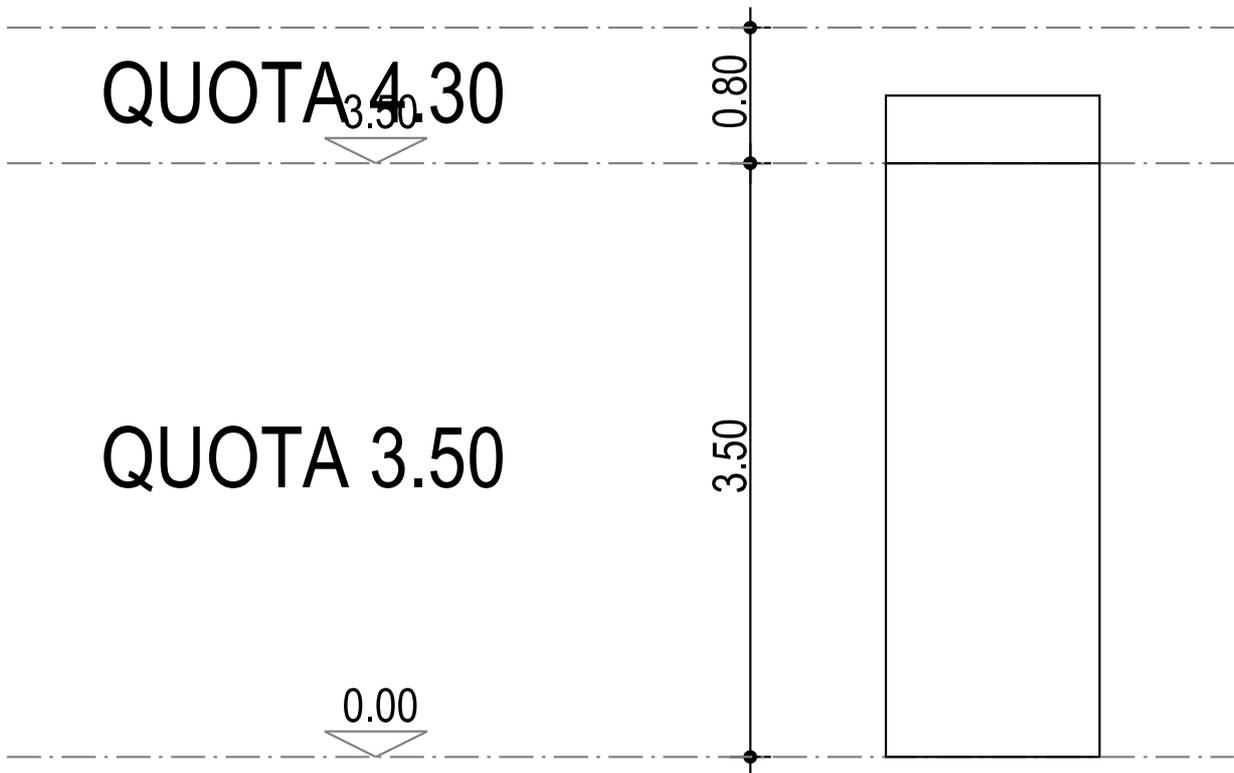


P1

P12

# Telaio P3-P13

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

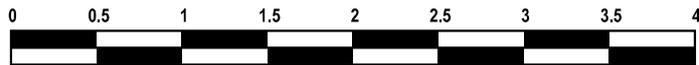
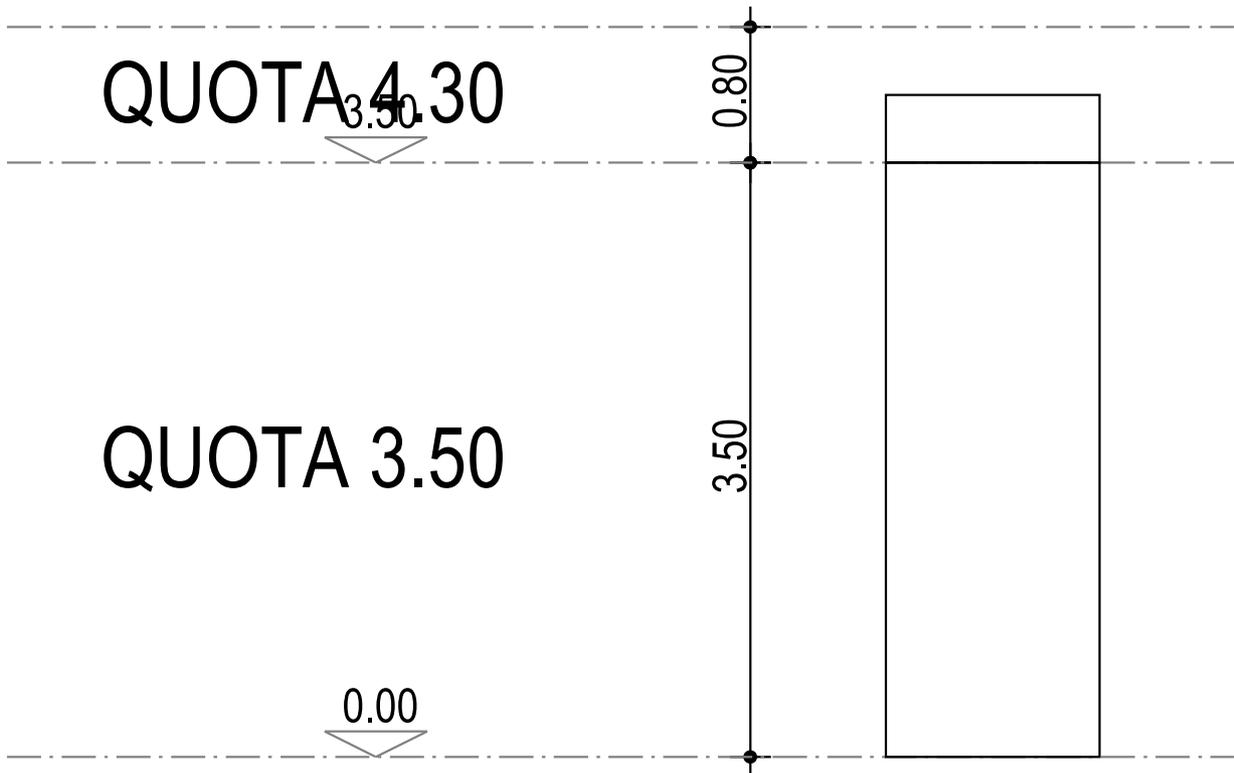


**P3**

**P13**

# Telaio P5-P14

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

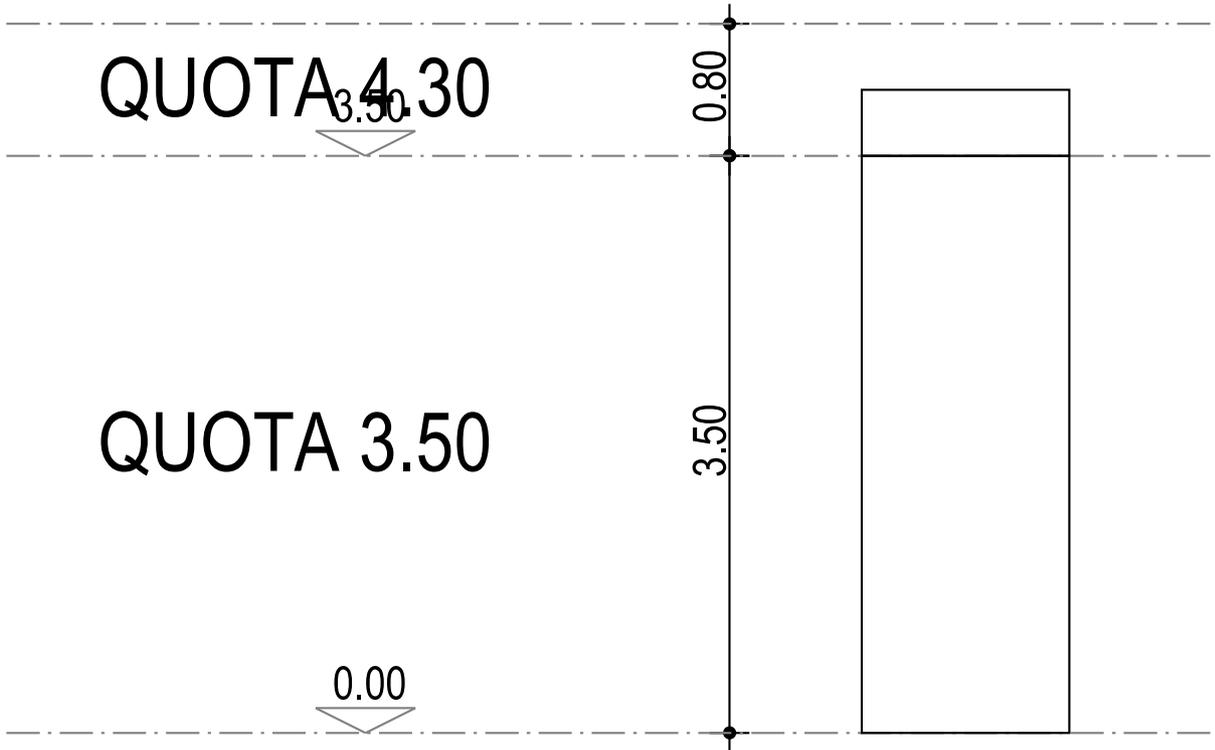


P5

P14

# Telaio P7-P15

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

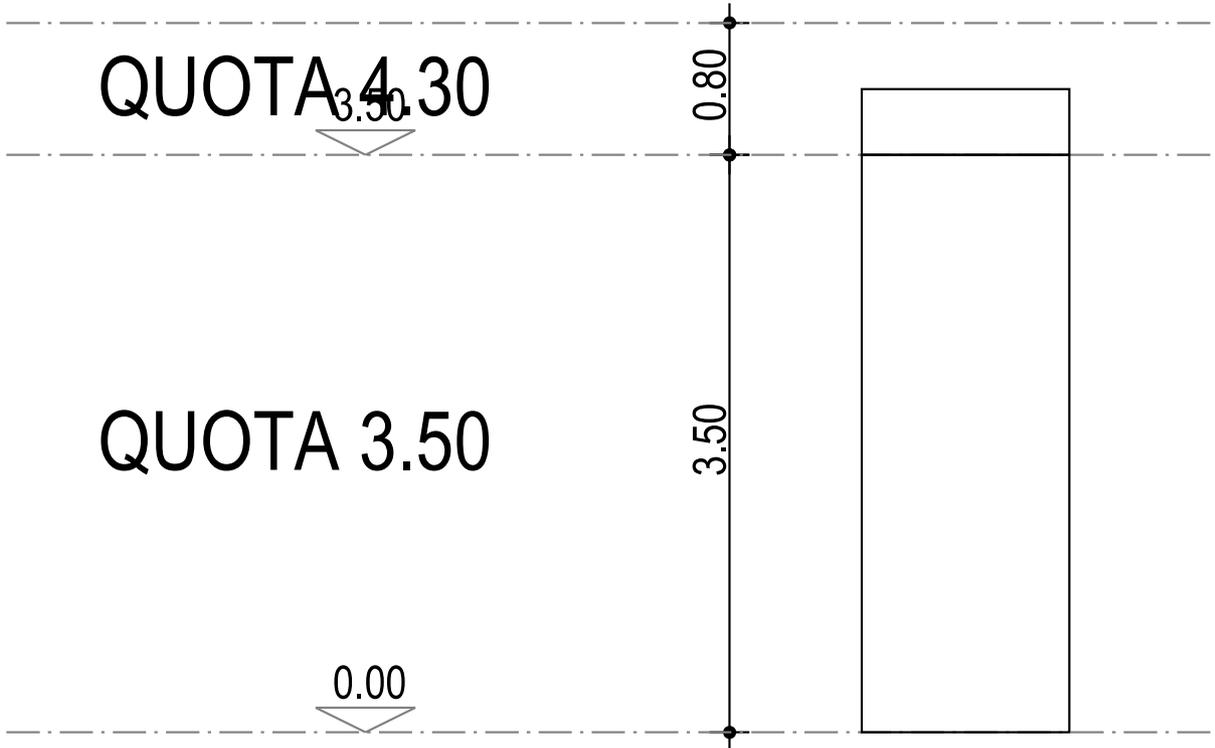


**P7**

**P15**

# Telaio P9-P16

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

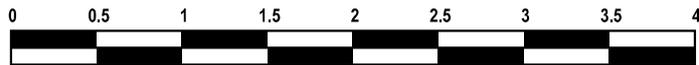
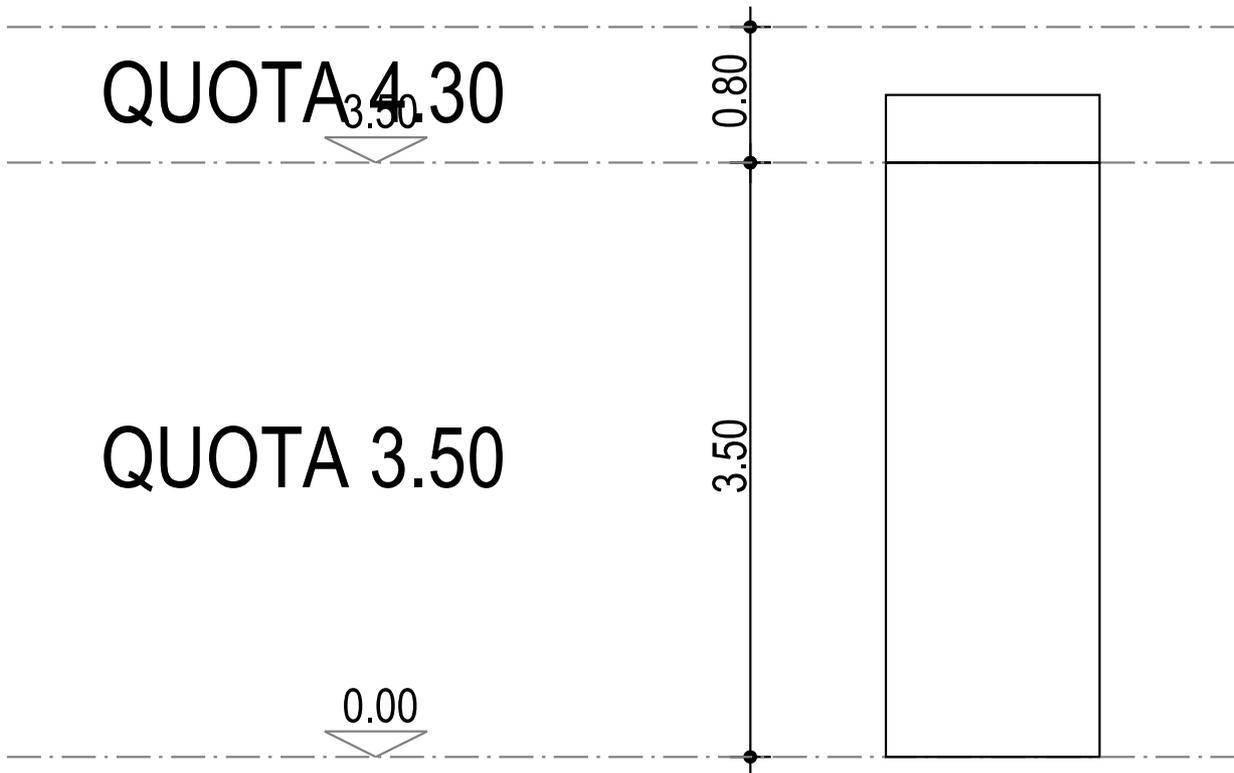


**P9**

**P16**

# Telaio P11-P17

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



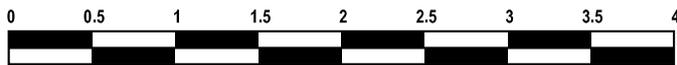
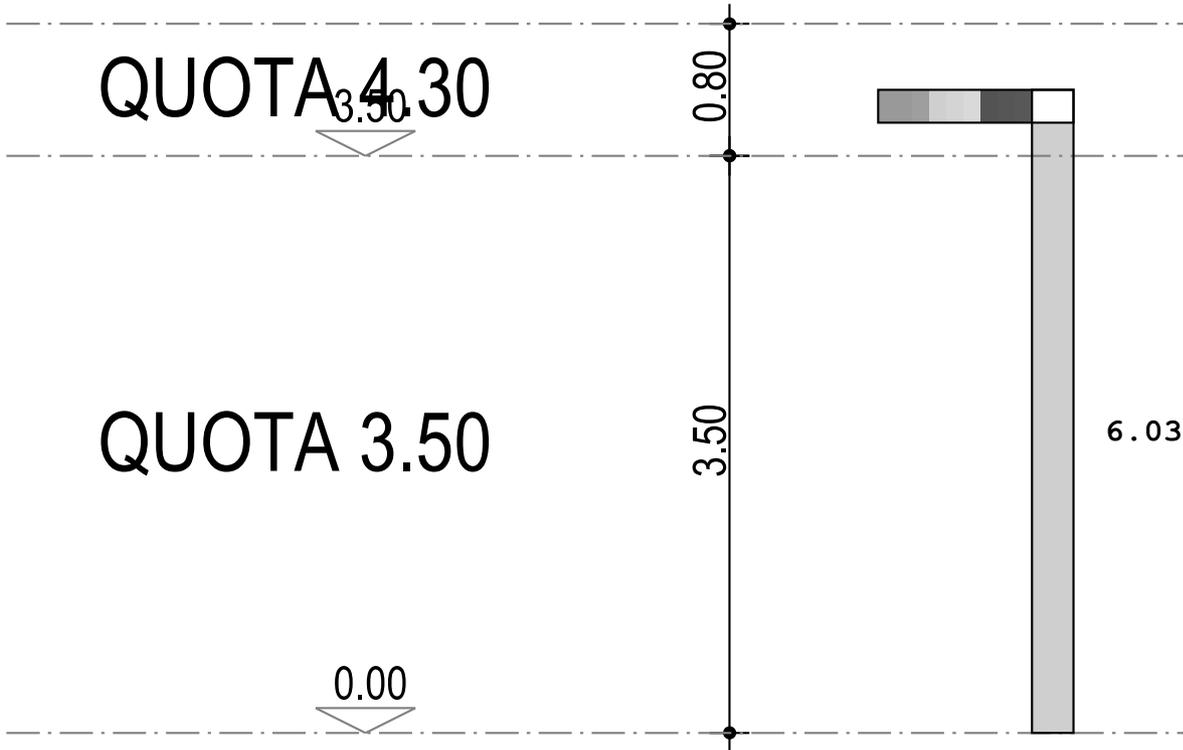
**P11**

**P17**



# Telaio P12-1

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

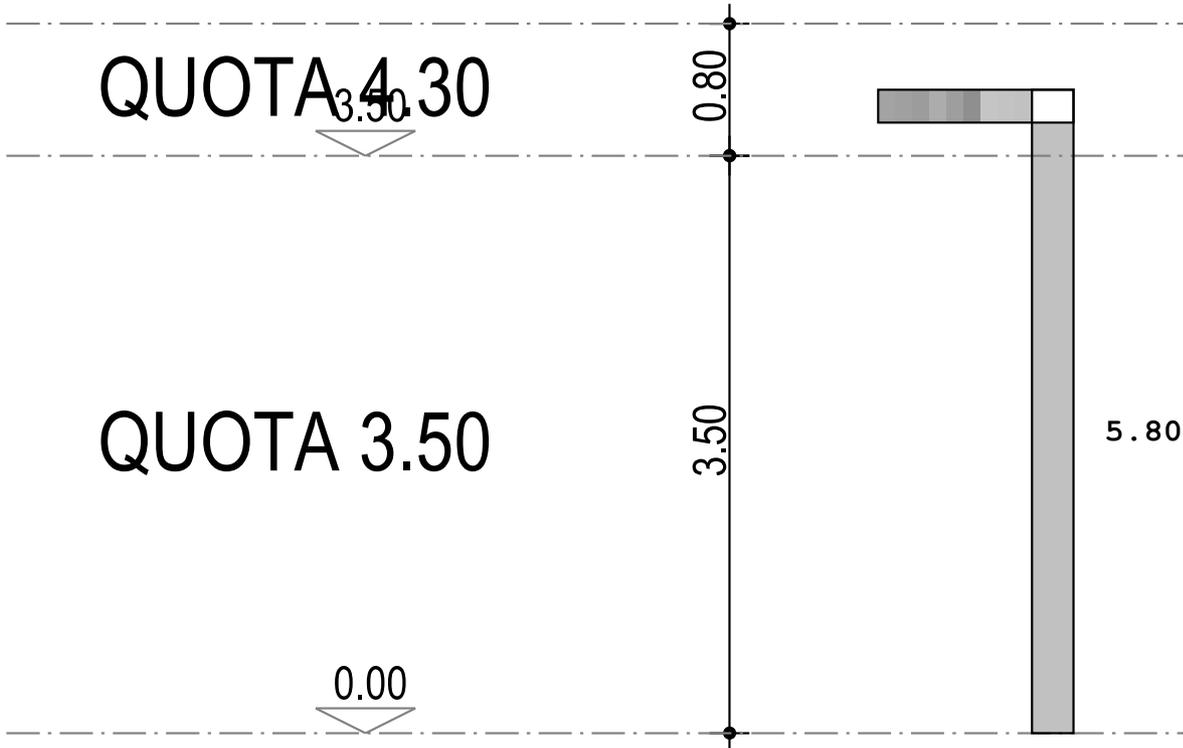


P12

1

# Telaio P13-2

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

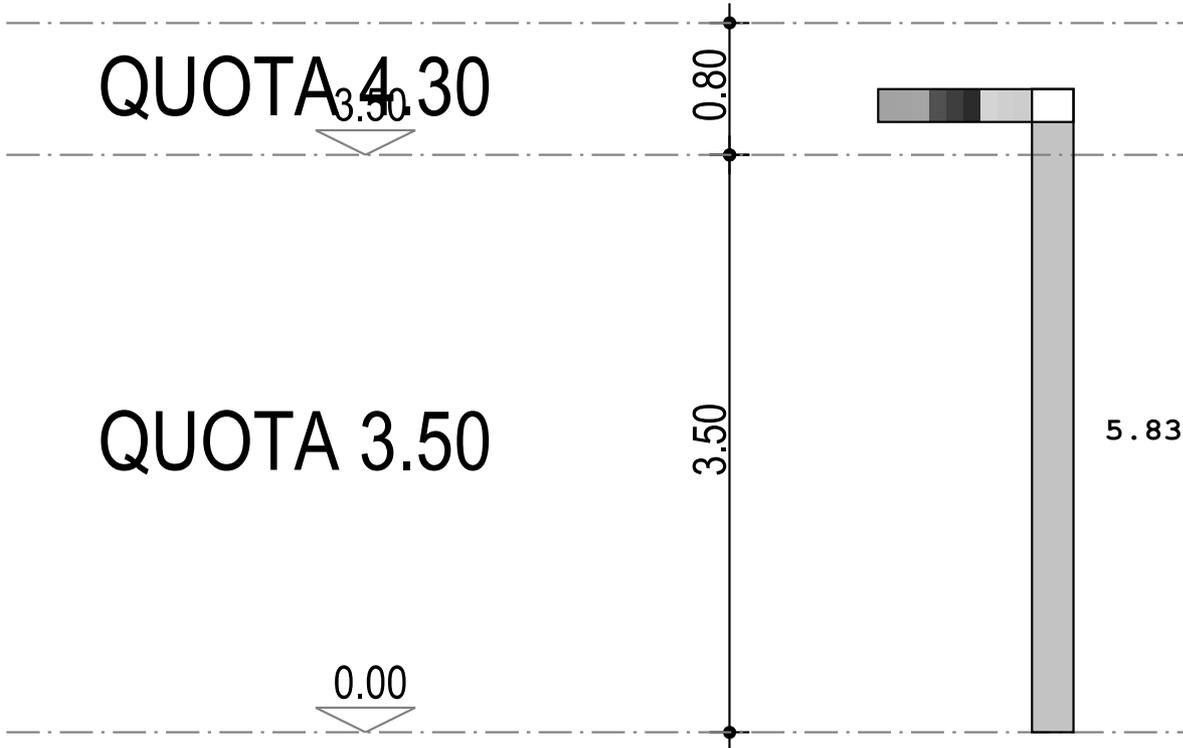


**P13**

**2**

# Telaio P14-3

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

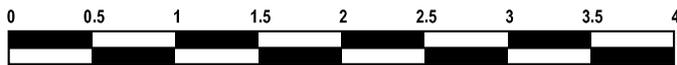
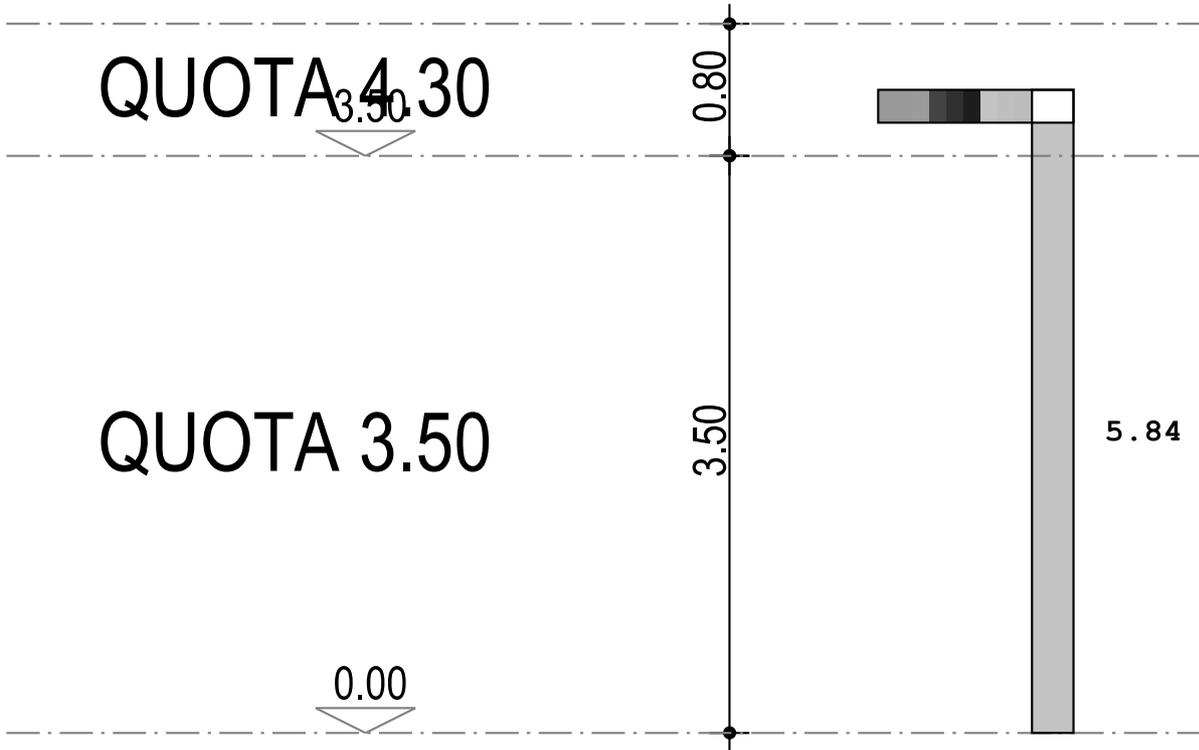


P14

3

# Telaio P15-4

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

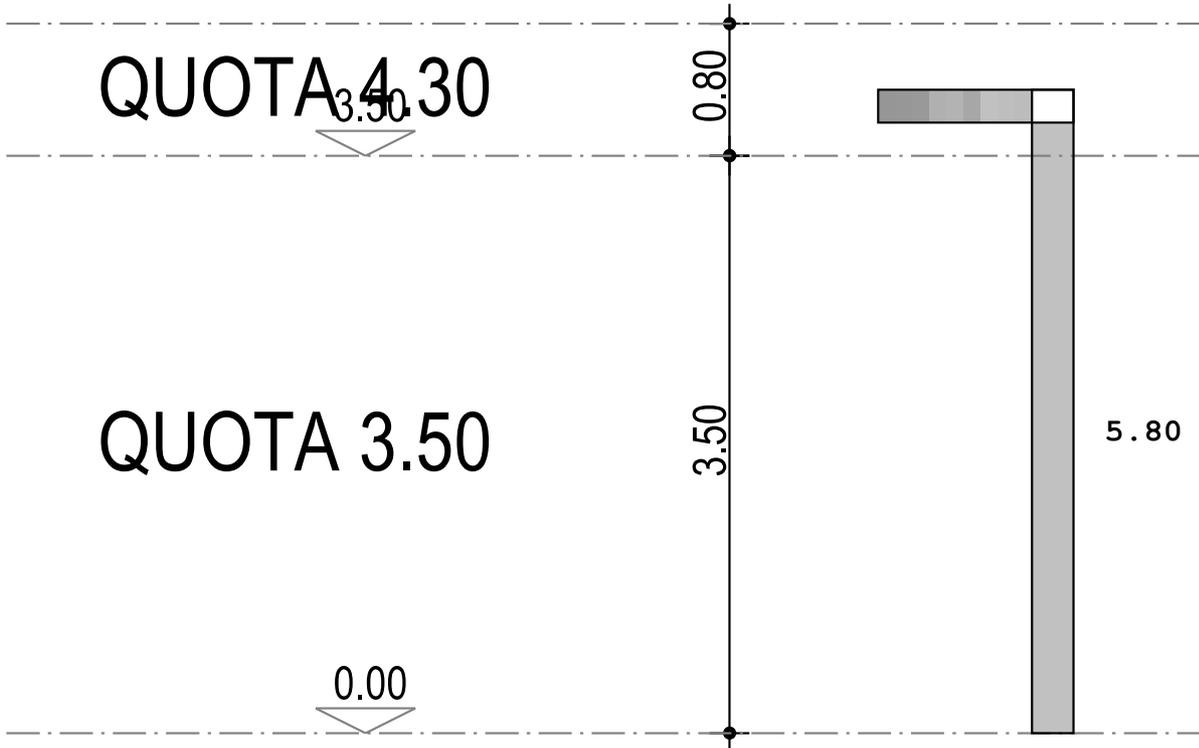


**P15**

**4**

# Telaio P16-5

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

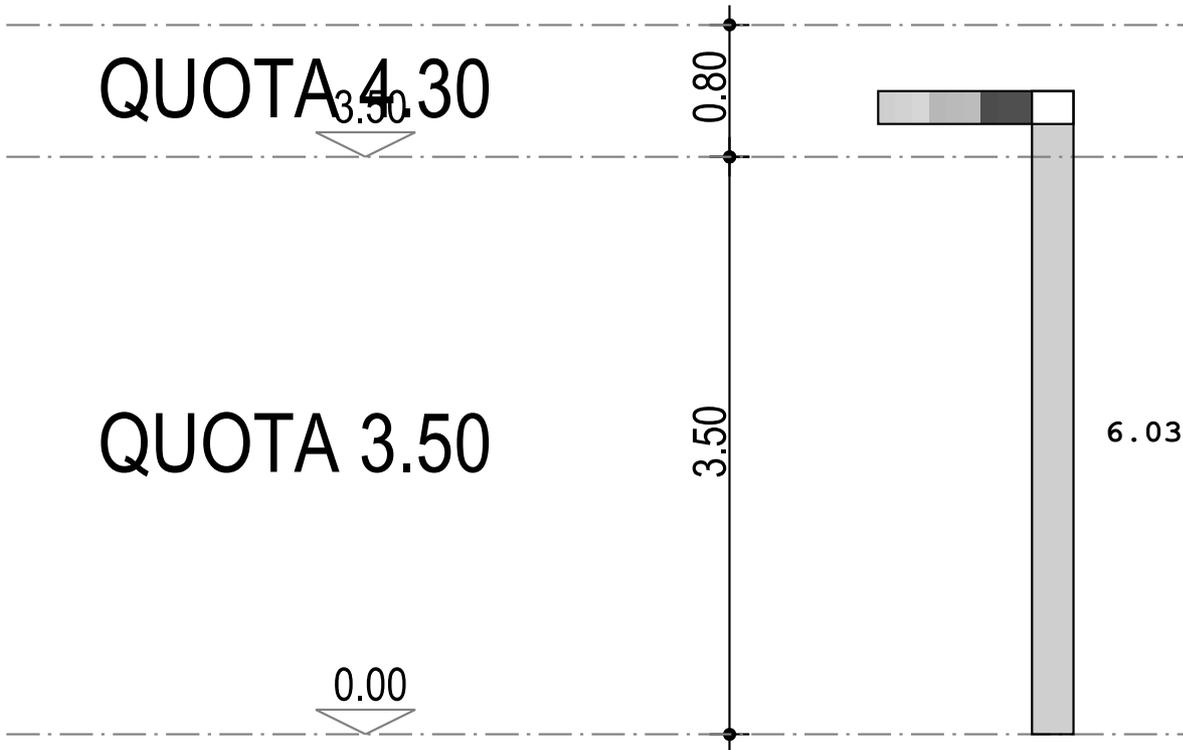


**P16**

**5**

# Telaio P17-6

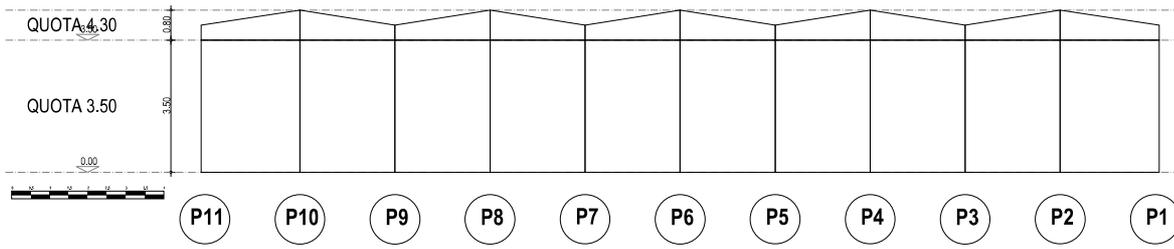
## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



P17

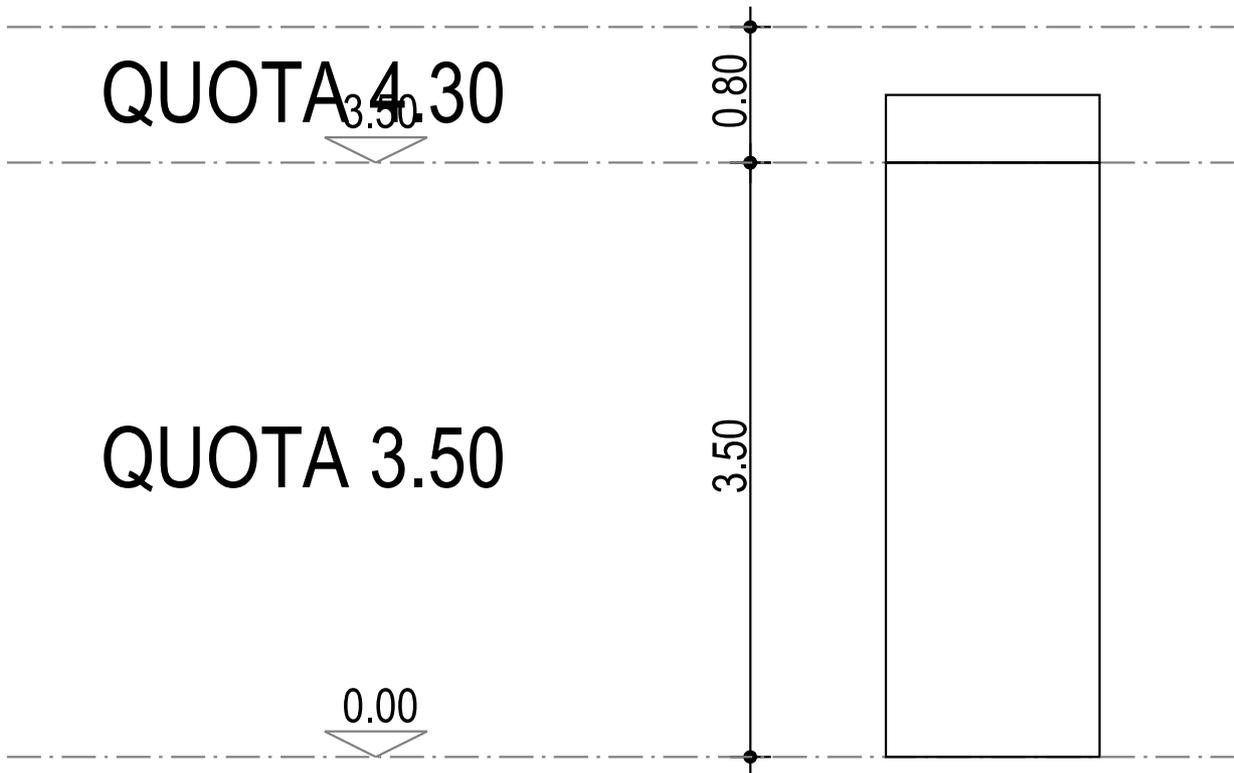
6

Telaio P11-P10-P9-P8-P7-P6-P5-P4-P3-P2-P1  
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



# Telaio P1-P12

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

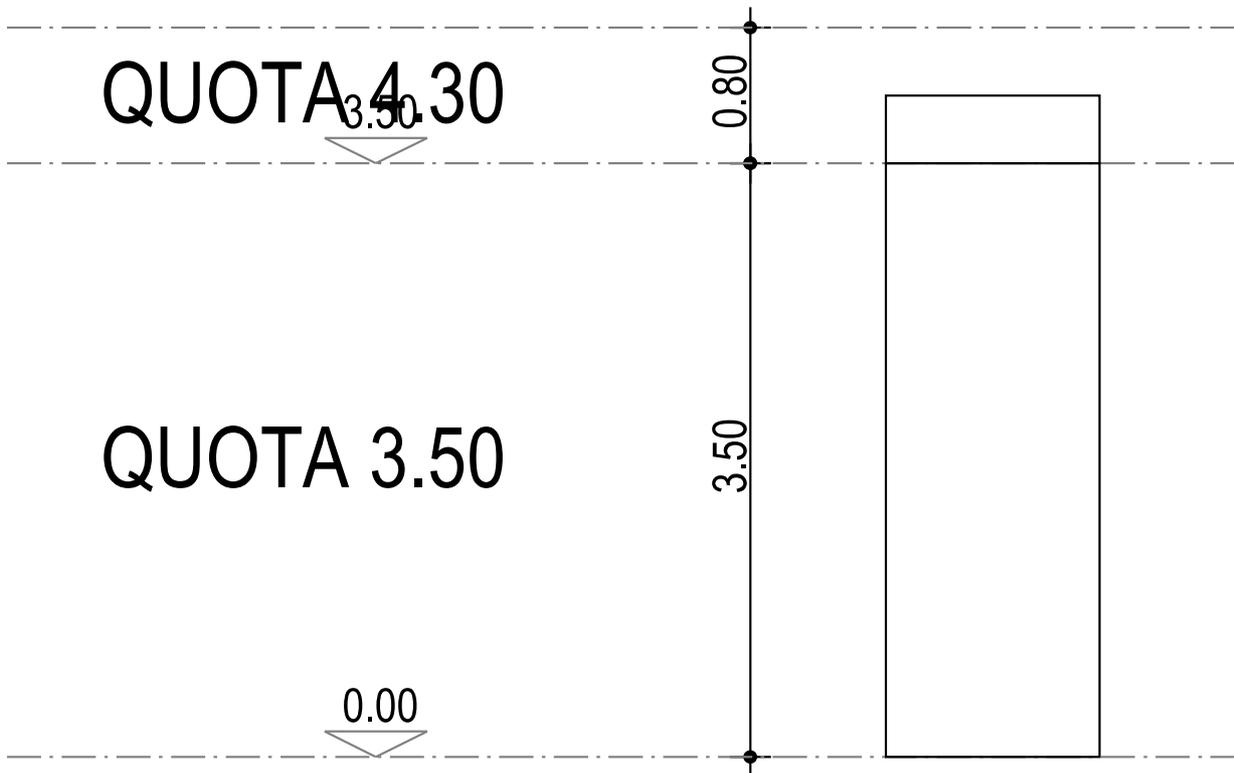


P1

P12

# Telaio P3-P13

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

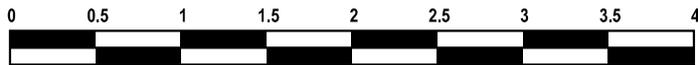
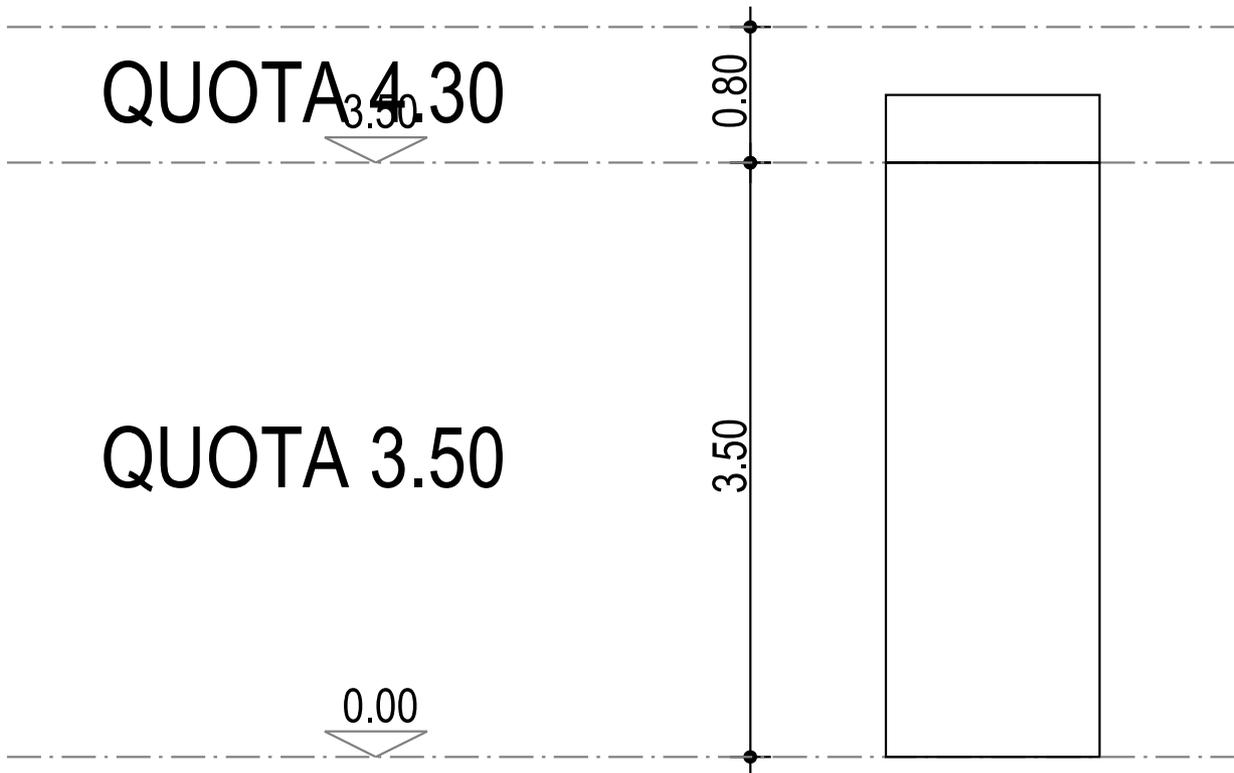


**P3**

**P13**

# Telaio P5-P14

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

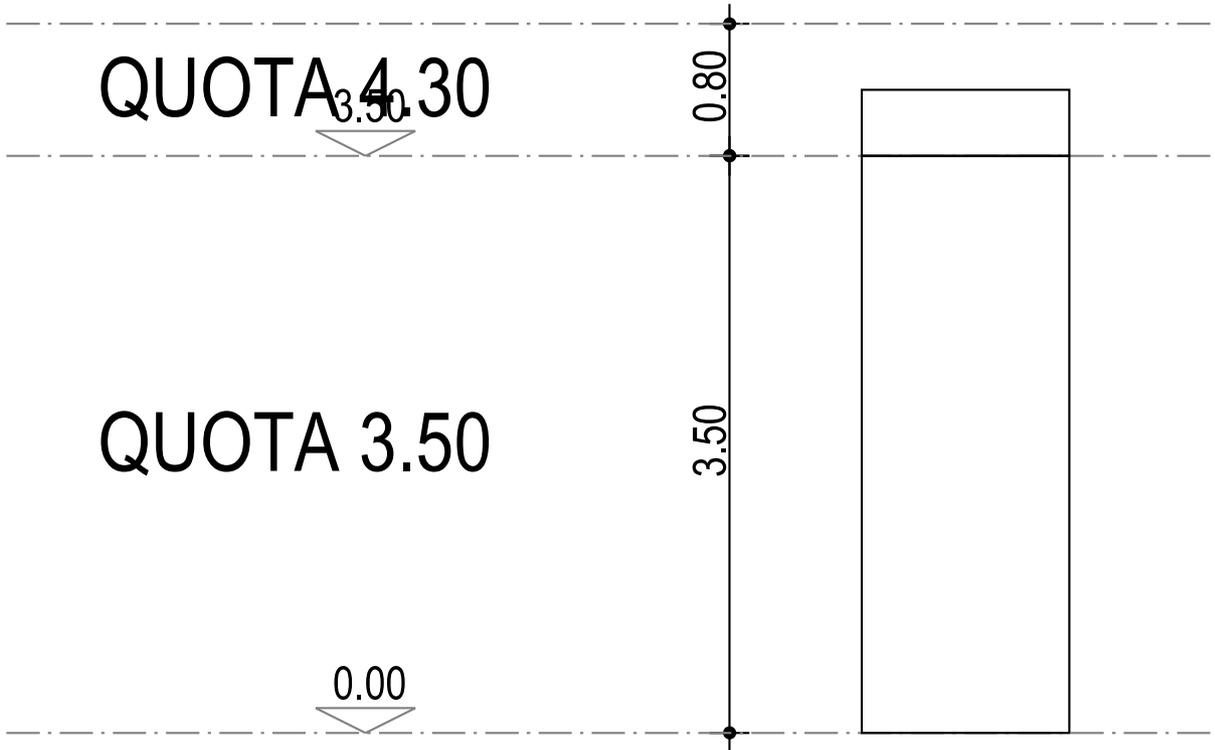


**P5**

**P14**

# Telaio P7-P15

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

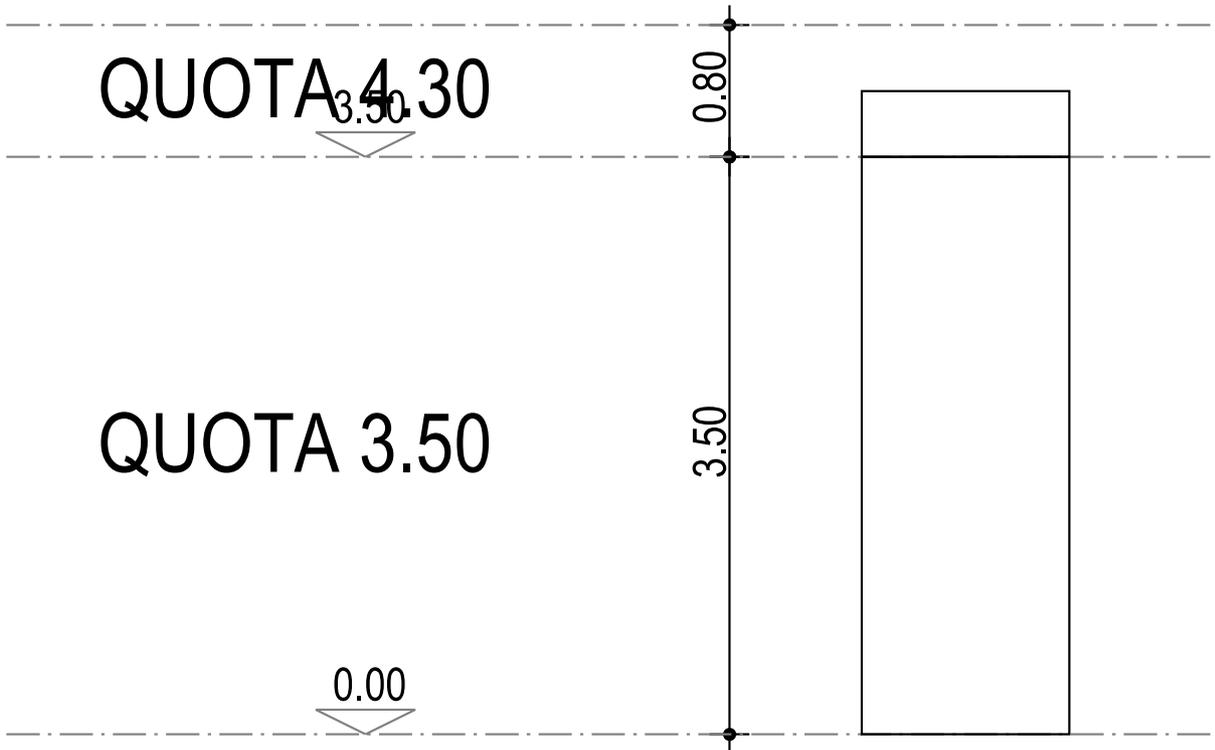


**P7**

**P15**

# Telaio P9-P16

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

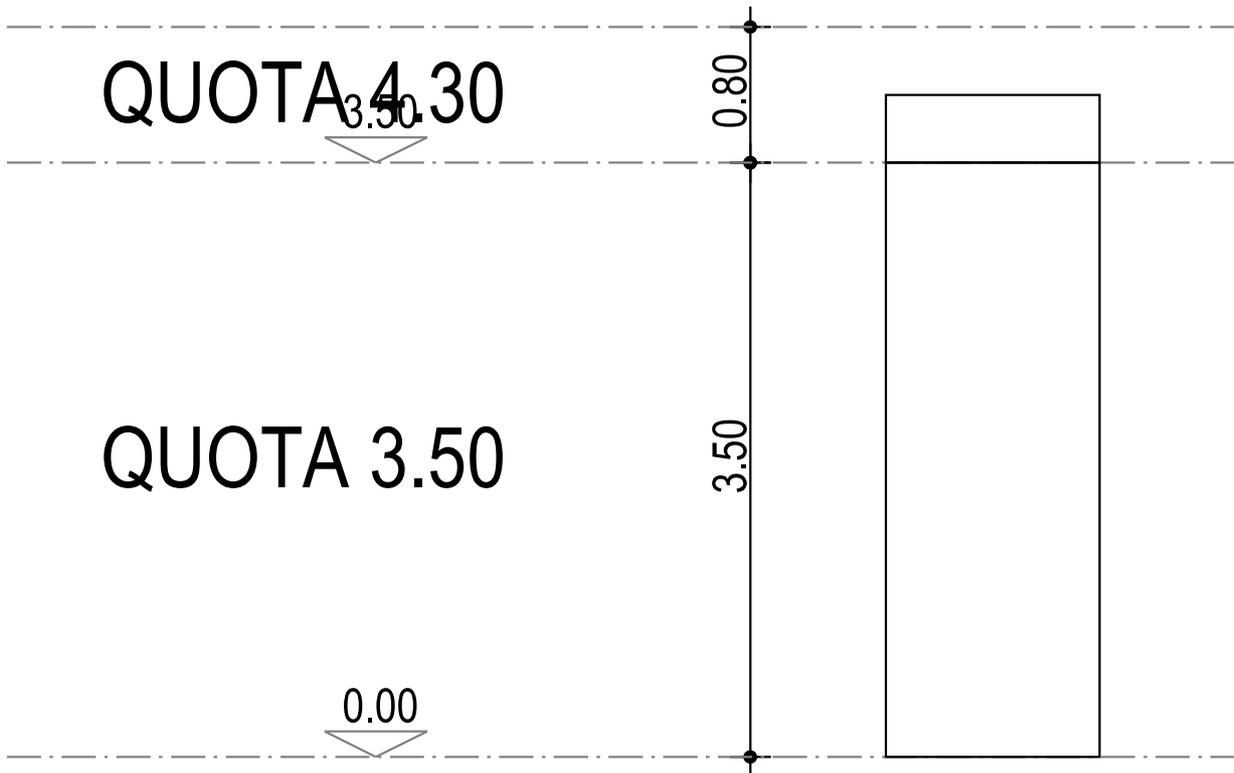


P9

P16

# Telaio P11-P17

## COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



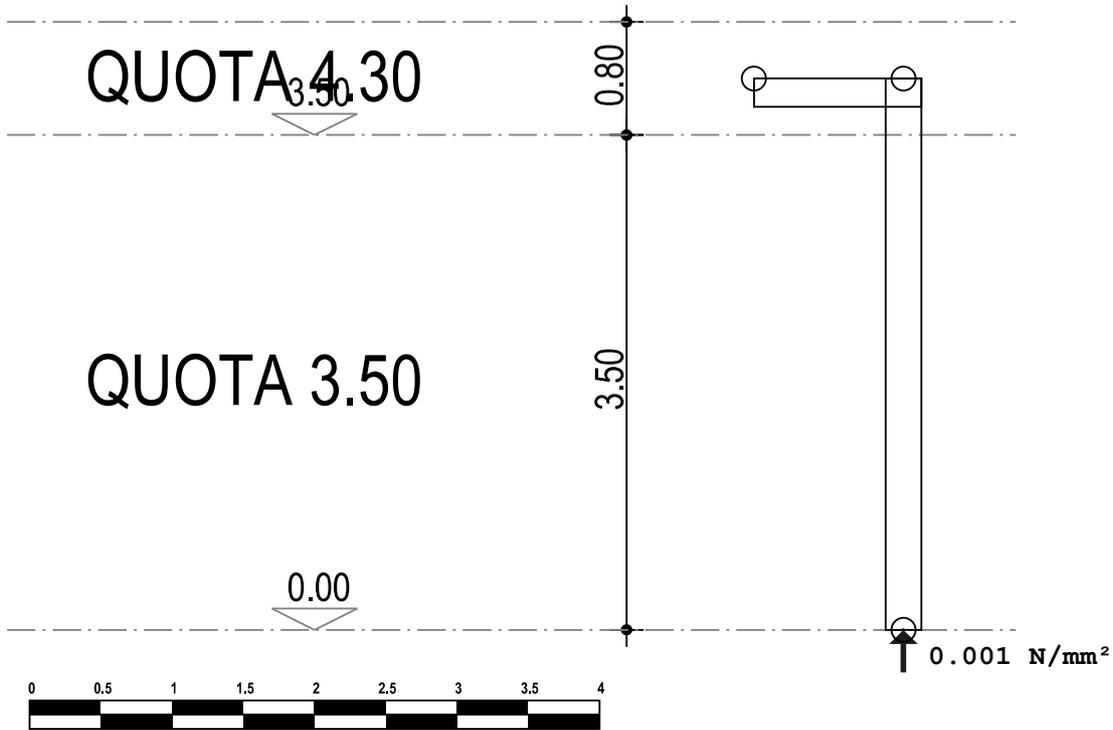
P11

P17



# Telaio P12-1

## TENSIONI SUL TERRENO

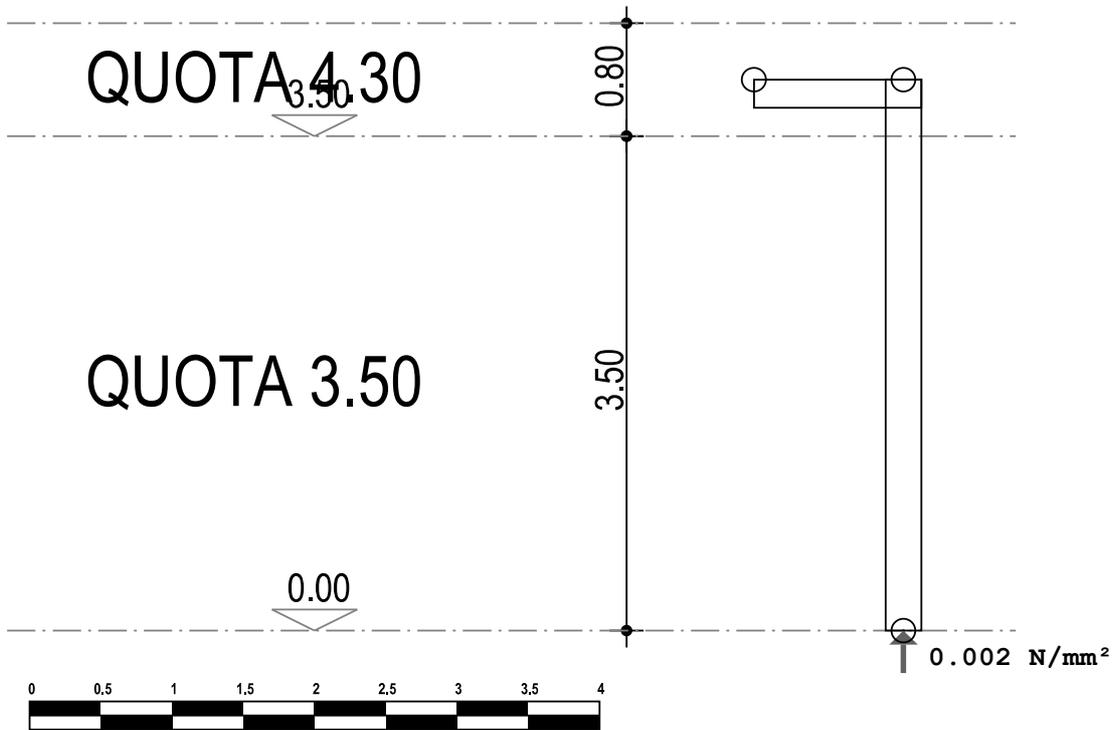


P12

1

# Telaio P13-2

## TENSIONI SUL TERRENO

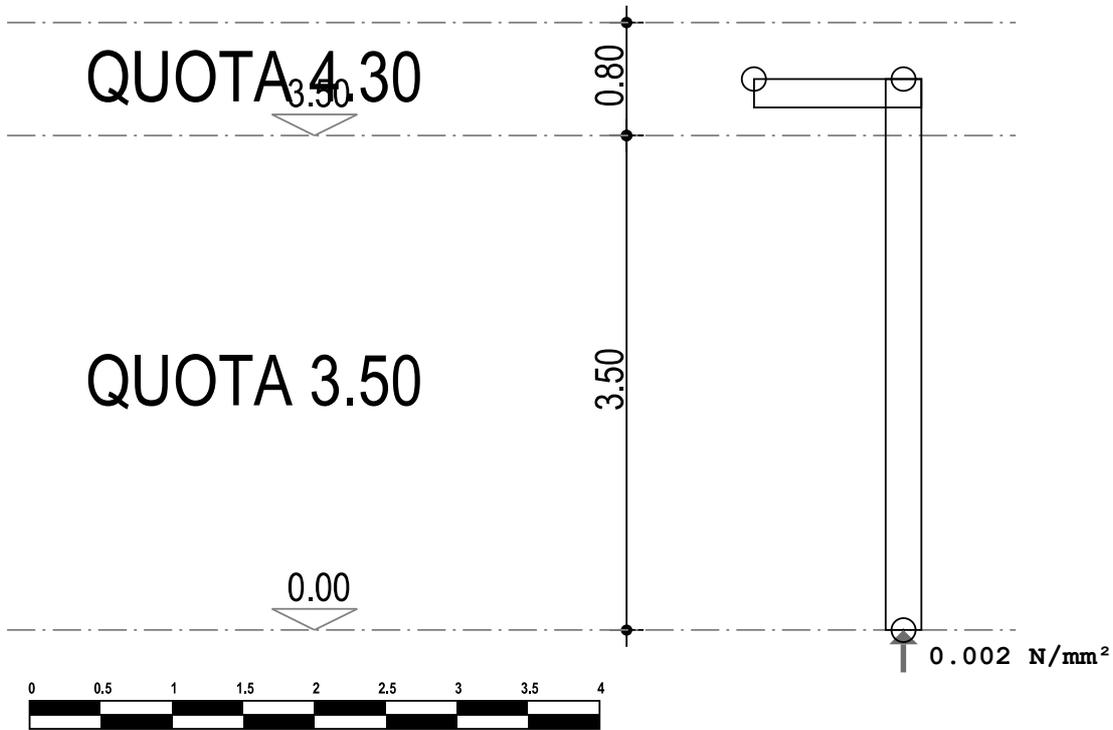


P13

2

# Telaio P14-3

## TENSIONI SUL TERRENO

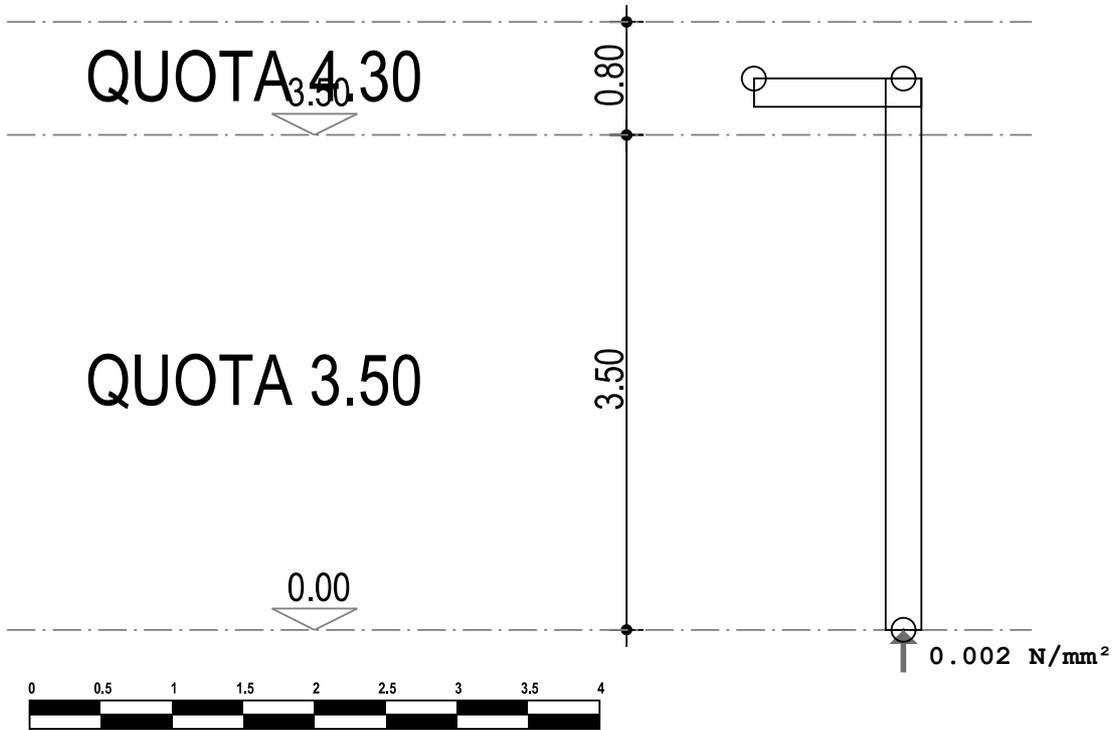


P14

3

# Telaio P15-4

## TENSIONI SUL TERRENO

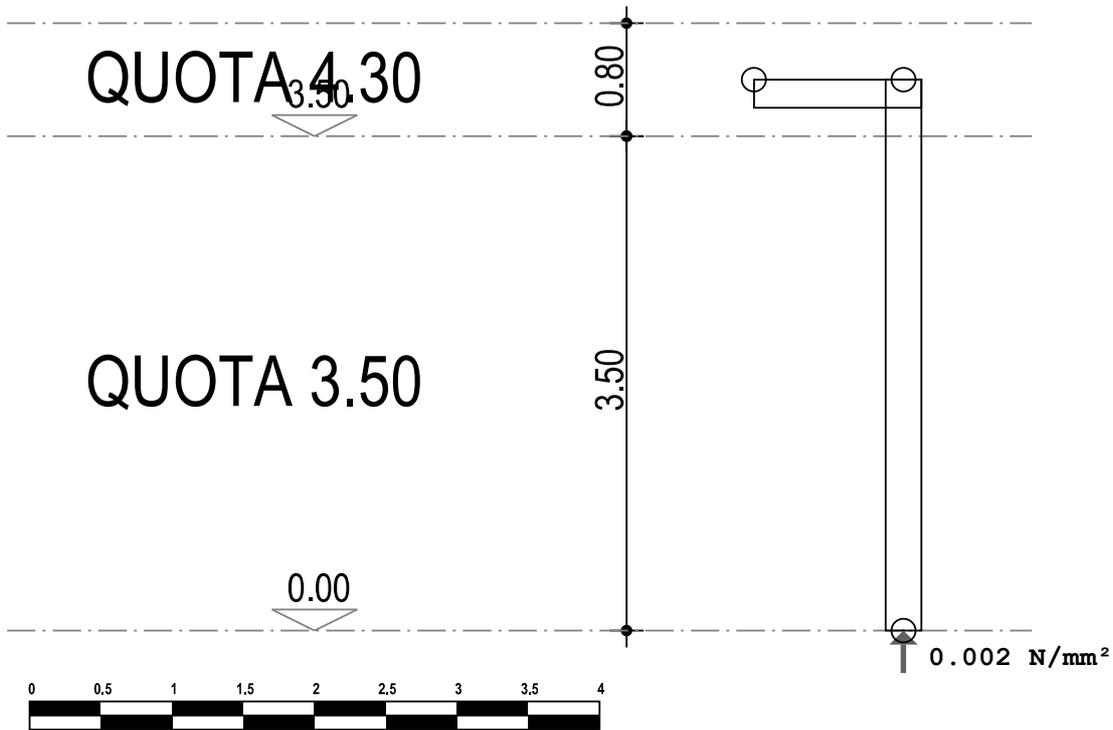


P15

4

# Telaio P16-5

## TENSIONI SUL TERRENO

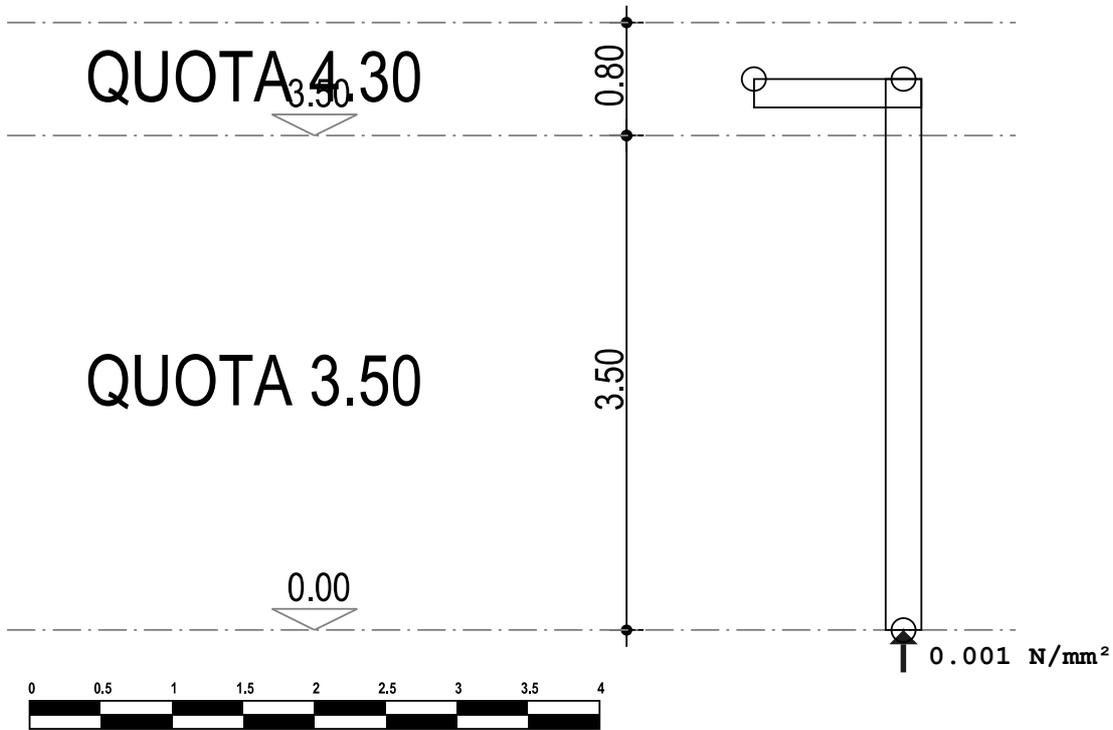


**P16**

**5**

# Telaio P17-6

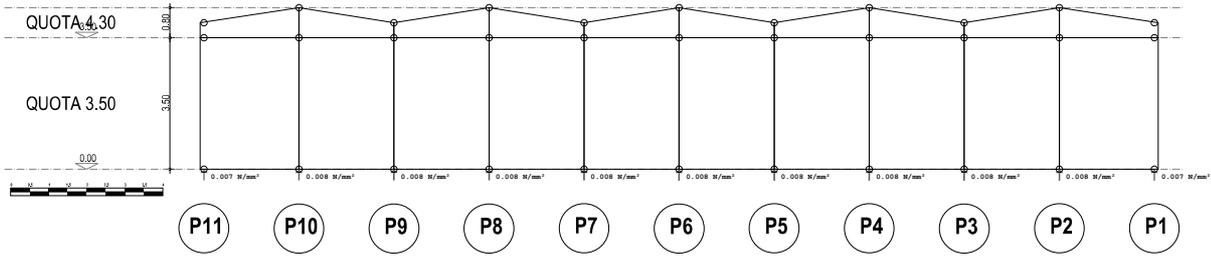
## TENSIONI SUL TERRENO



P17

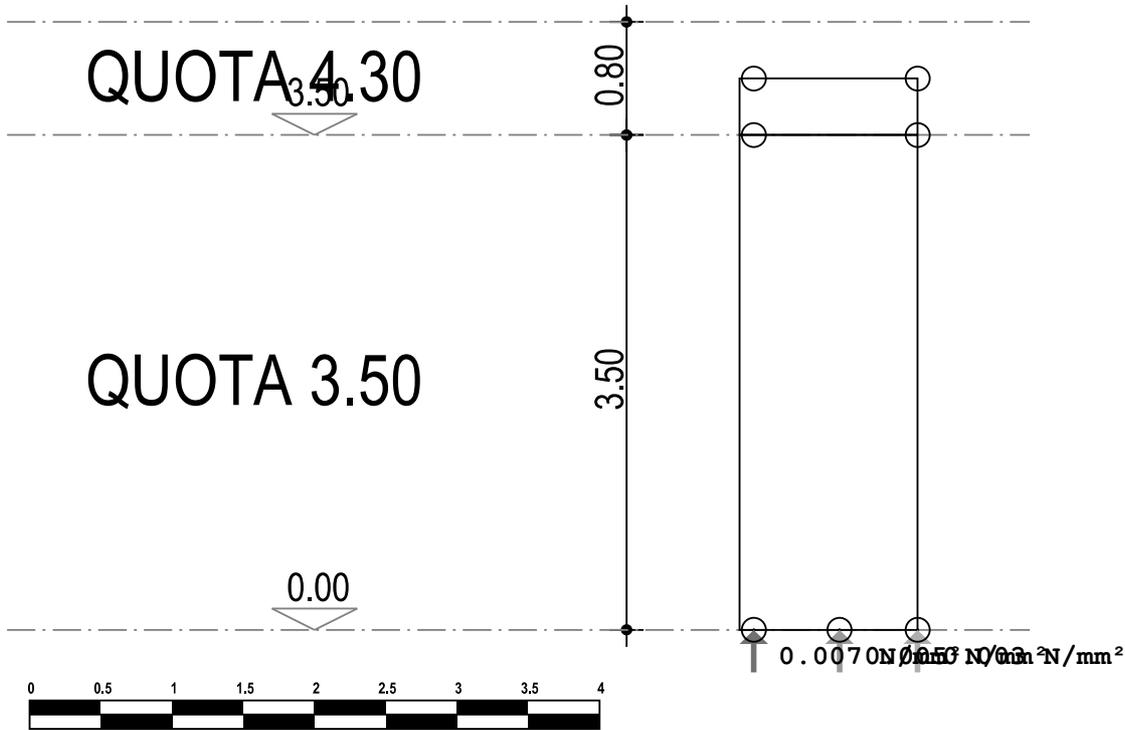
6

Telaio P11-P10-P9-P8-P7-P6-P5-P4-P3-P2-P1  
TENSIONI SUL TERRENO



# Telaio P1-P12

## TENSIONI SUL TERRENO

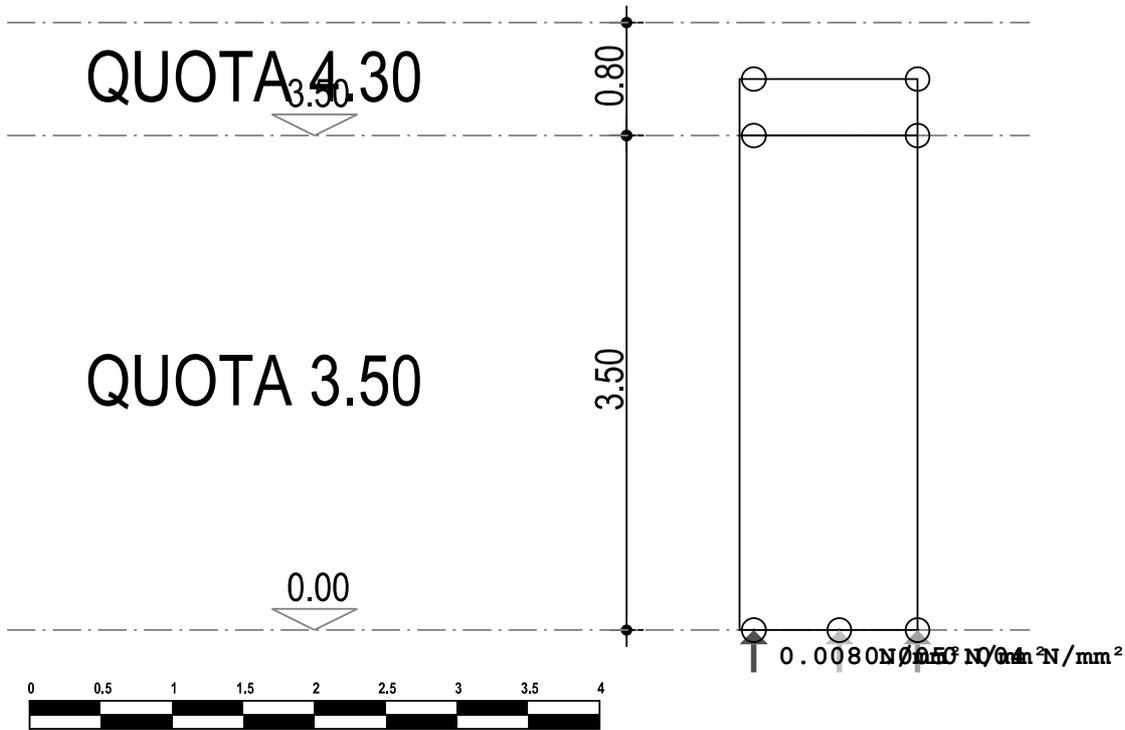


P1

P12

# Telaio P3-P13

## TENSIONI SUL TERRENO

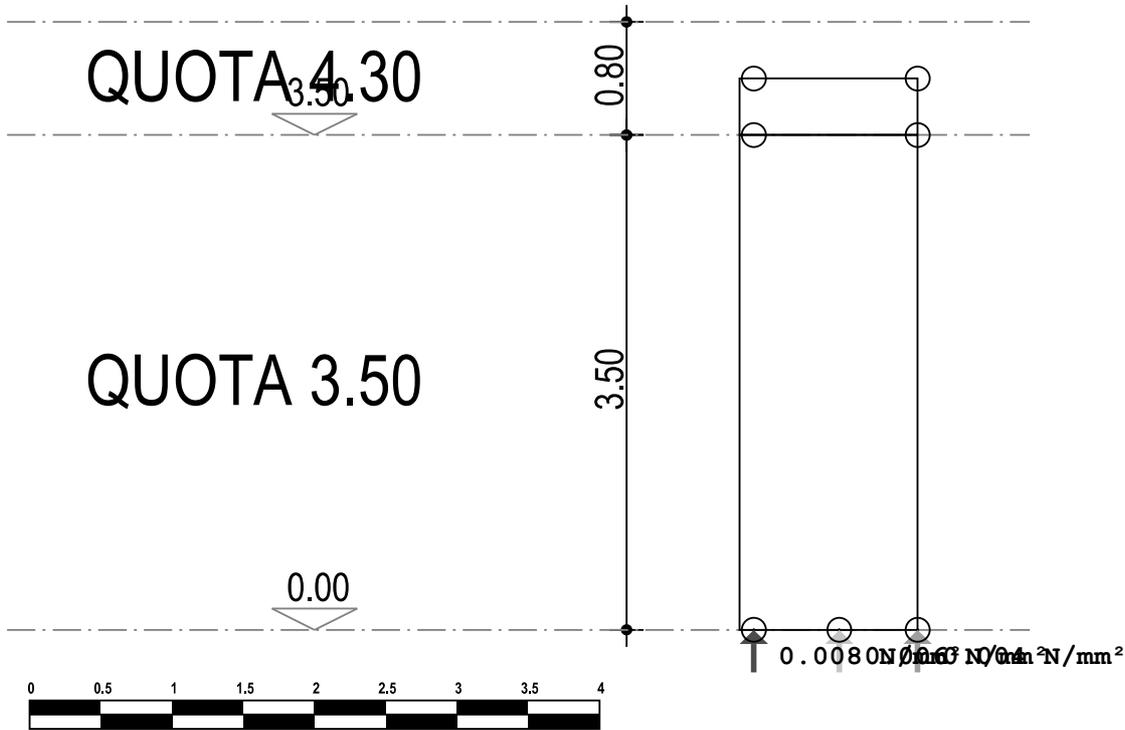


P3

P13

# Telaio P5-P14

## TENSIONI SUL TERRENO

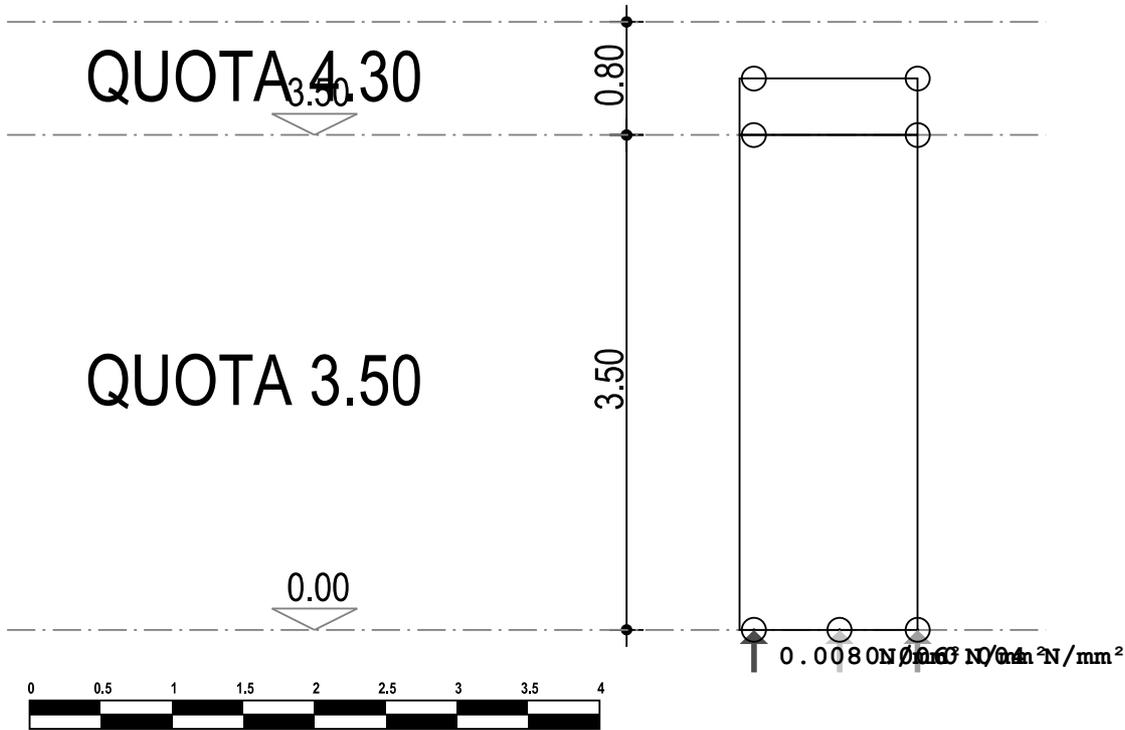


P5

P14

# Telaio P7-P15

## TENSIONI SUL TERRENO

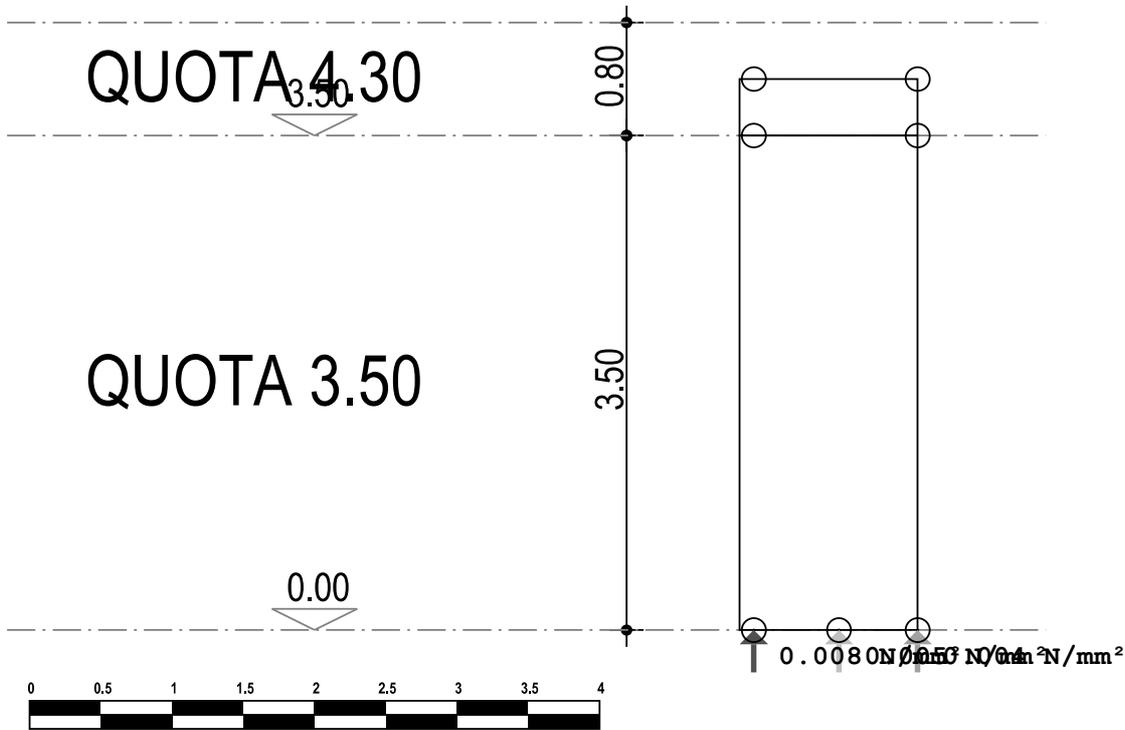


P7

P15

# Telaio P9-P16

## TENSIONI SUL TERRENO



P9

P16

**10 - TABULATI DI CALCOLO**

*Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda agli allegati "Tabulati di calcolo" redatti per la verifica dello stato di progetto e costituenti parte integrante della presente relazione.*

**11 - CONCLUSIONI**

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura agli stati limite ultimi e di esercizio hanno dato esito positivo e pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 14 Gennaio 2008.

Si rilascia il presente per gli usi consentiti dalla legge.

**Il Progettista**

---