



**Funded by  
the European Union**  
NextGenerationEU



## **COMUNE DI VENEZIA**

*Area Lavori Pubblici, Mobilità e Trasporti  
Settore Edilizia Comunale Venezia Centro Storico e Isole  
Dirigente: Arch. Silvia Loreto*

### **C.I. 15214 - RISTRUTTURAZIONE IMMOBILI A SERVIZIO LINEA 1.3.1 POVERTÀ ESTREMA HOUSING FIRST**

**Edificio Casa accoglienza, Complesso ex Umberto I - Venezia**

Il Responsabile Unico del Procedimento  
Ing. Giovanni Voltolina



### **PROGETTO ESECUTIVO**

ELABORATO

### **RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

Il progettista

**ING. GABRIELE CAPITANIO**  
STUDIO DI INGEGNERIA ING. GABRIELE CAPITANIO  
Via Altinia, 114/D  
30173 - Venezia (VE)  
Tel. 349.6443916  
mail: gabriele.capitanio@libero.it

Collaboratori:

**Ing. Federica Pacifico**

CODICE

**A.5**

SCALA

DATA **28/04/2023**

AGGIORNAMENTO

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche effettuate sulle strutture previste dal progetto di ristrutturazione degli immobili a servizio linea 1.3.1 per un edificio inteso come casa di accoglienza e sito a Cannaregio 3144 Venezia (VE); e il calcolo delle strutture di due vasche fognarie da realizzare in prossimità dell'edificio, in posizione interrata di 30 cm al di sotto del piano di posa.

Gli interventi strutturali che interessano la struttura in elevazione si collocano al piano terra e primo del fabbricato, e constano nell'apertura di due vani in una parete portante in muratura, con conseguente ripristino della rigidezza preesistente della parete tramite cerchiatura con telaio in c.a., e cambio posizione di ulteriori due vani, sempre mediante telaio in c.a..

Si riporta di seguito un estratto delle tavole strutturali, con indicazione dell'intervento.

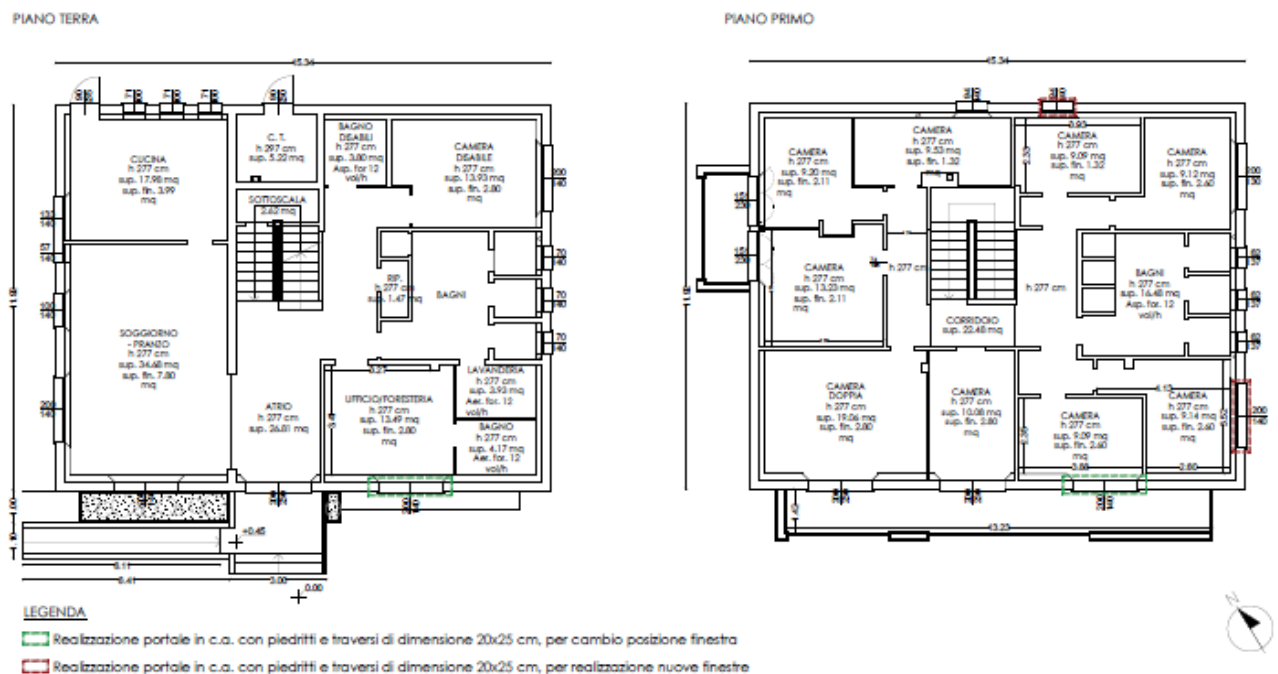


Figura 1 – Pianta piano terra e primo

Le opere in progetto sono da considerarsi come intervento di riparazione o intervento locale ai sensi della normativa vigente; si tratta, infatti, di lavori che riguardano singole parti o elementi delle strutture esistenti, che non incidono significativamente sul comportamento globale e sono volti a conseguire le finalità indicate al capitolo 8.4.1 delle NTC2018:

- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Come specificato al capitolo C.8.4.3 della Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019, rientrano in questa categoria tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali.

Al fine di garantire i requisiti normativi, per l'apertura del varco sulla parete portante esistente in muratura in mattoni pieni a 2 teste, si progetta la realizzazione di:

- portali in c.a. con piedritti di dimensione 20x25cm, e traverso inferiore e superiore dello stesso spessore della parete, 25 cm.

Il progetto dei manufatti fognari prevede la realizzazione di una fossa settica per la raccolta delle acque nere e di condensa grassi lavanderia in c.a., separate tra loro da un muro dello spessore di 20 cm, dalle dimensioni massime in pianta 2.9 x 3.9

La vasca per la raccolta delle acque nere è suddivisa in 3 bacini, mediante due muri in c.a., di dimensioni interne in pianta 1.55 x 1.55 m la prima e 0.75 x 1.55 m le altre due.

La vasca di raccolta condensa grassi cucina ha forma quadrata in pianta di dimensioni 2,07 x 1,66 m, con la presenza di due deflettori di 15 cm di spessore.

Le vasche presentano profondità netta di 1,35 m e verranno coperte con una platea in c.a..

Le strutture si compongono dei seguenti elementi:

- soletta non carrabile in c.a. di spessore 20 cm;
- platea di fondazione in c.a. di spessore 20 cm;
- muri perimetrali in c.a. di spessore 20 cm e 15 cm;
- muro centrale in c.a. di spessore 20 cm e 15 cm.

Si riporta di seguito un estratto delle tavole di progetto.

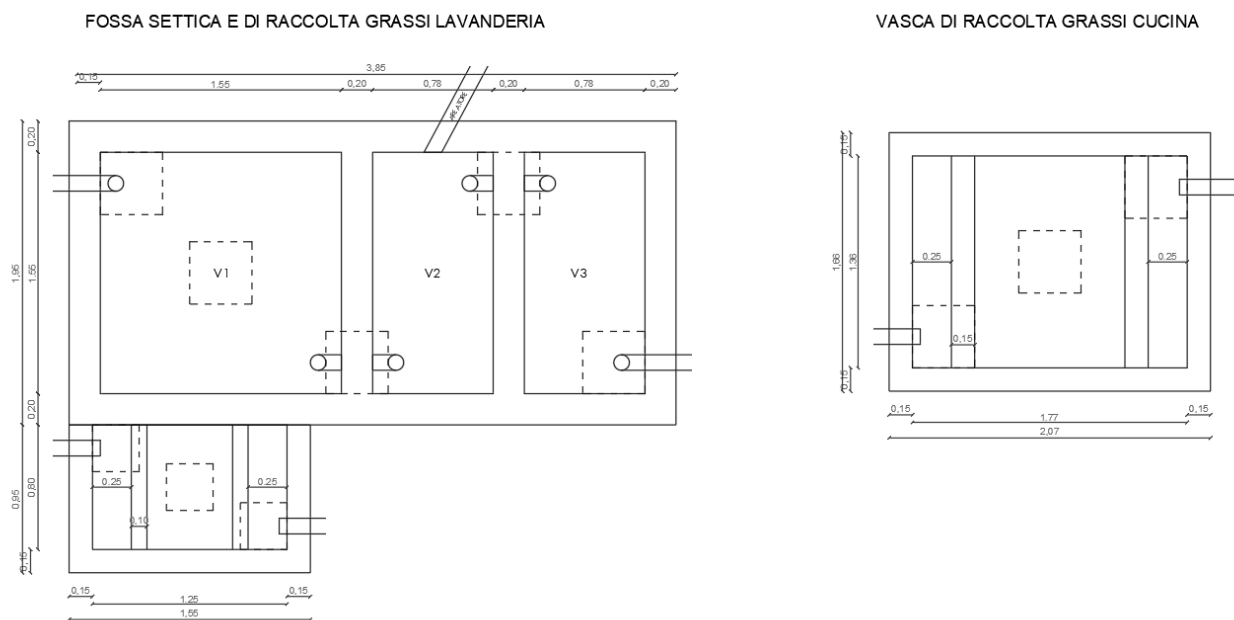


Figura 2 – Piante manufatti fognari

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le strutture ed i loro componenti sono progettati secondo i criteri indicati dalle norme vigenti sul territorio nazionale. Alcuni ambiti della progettazione sono svolti secondo i principi di altre normative, di valenza internazionale, sulle quali si ritiene l'approfondimento del tema individuato venga meglio affrontato nel rispetto comunque dei limiti minimi di sicurezza forniti dalla norma italiana dove esistente.

Un determinato ambito del calcolo o della esecuzione nel quale la norma italiana non viene espressamente richiamata si intende da svolgersi secondo la corrispondente norma internazionale indicata.

In ambito di progettazione sismica, le strutture vengono progettate in accordo con la vigente normativa sismica nazionale e in accordo alle più recenti valutazioni di pericolosità sismica locale.

### NORME NAZIONALI

#### **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018**

"Norme tecniche per le costruzioni".

#### **Circolare del 21 Gennaio 2019, n.7**

"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 Gennaio 2018".

**Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (pubbl. G.U. n°105), aggiornata di tutte le modifiche introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3.5.2005 n.3431**

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

**UNI ENV 206-1 Dicembre 2016**

"Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

**UNI 11104 Luglio 2016**

"Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

### NORME INTERNAZIONALI

**Eurocodice 1**

"Azioni sulle strutture"

**Eurocodice 2**

"Progettazione delle strutture di calcestruzzo"

**Eurocodice 8**

"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".

## **3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI**

Le proprietà di resistenza e rigidezza dei materiali utilizzati sono state desunte in accordo con quanto specificato § 11 "*Materiali e prodotti per uso strutturale*" del D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018 e integrato con la Circolare del 21 Gennaio 2019, n.7.

### **3.1 CALCESTRUZZO**

Per tutte le classi di calcestruzzo di seguito riportate si assume:

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.2$  (non fessurato)

Coefficiente di espansione termica lineare:  $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

#### **3.1.1 Calcestruzzo C25/30**

$R_{ck} > 30.00 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} > 24.90 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm}=f_{ck}+8 > 32.90 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica media

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$  modulo elastico

$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$  peso specifico

classe di esposizione XC1

Stato limite ultimo SLU:

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 24.90 / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$

Stato limite di esercizio SLE:

$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$  (compressione), combinazione di carico caratteristica (rara)

$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$  (compressione), combinazione di carico quasi permanente

## 3.2 ACCIAIO

### 3.2.1 Acciaio per armatura

Acciaio armatura ordinaria, barre ad aderenza migliorata tipo B450C

$f_{uk} > 540.0 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} > 450 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} > 391.3 \text{ MPa}$  tensione di snervamento di calcolo

$E_s = 210000 \text{ MPa}$  modulo elastico

Stato limite ultimo SLU:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$

Stato limite di esercizio SLE:

$\sigma_a = 0.80 f_{yk} = 360.0 \text{ MPa}$

## 4. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E SULLE FONDAZIONI

Vista la sostanziale invarianza dei carichi globali in fondazione tra lo stato di fatto e quello di progetto, in assenza di segnali di dissesto sulle strutture esistenti che possano evidenziare carenze delle strutture fondazionali, si ritiene che le verifiche di portata del terreno siano implicitamente soddisfatte, per gli interventi della struttura in elevazione.

Nel seguito della presente relazione si procederà alla sola verifica dei nuovi elementi strutturali interrati per i quali dal punto di vista geotecnico, per la caratterizzazione del sottosuolo, si fa riferimento al portale “*Web-Gis delle Banche Dati del Servizio Geologia, Difesa del Suolo e Tutela del Territorio*”, Città Metropolitana di Venezia, da cui risulta una  $V_{s,30} > 180 \text{ m/s}$ .

Tale approccio risulta comunque in accordo con la normativa in vigore e in particolar modo con quanto riportato al § 6.2.2 "Nel caso di costruzioni che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali."

Al fine della definizione dell'azione sismica il terreno in oggetto si può classificare come segue:

- **Categoria C**, "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)".
- **zona sismica 3** sotto gli aspetti amministrativi (Il comune di Venezia è passato dalla zona sismica 4 alla zona sismica 3 con deliberazione della Giunta Regionale n.244 del 9 marzo 2021).

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

(Rif. NTC, § 2.5 e § 2.6)

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli Stati Limite per le opere in conglomerato cementizio armato (cfr. NTC, § 2.1).

Con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. Infrastrutture del 17 Gennaio 2018, le azioni vengono combinate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

### Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi

Si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot q_{1k} + \sum \gamma_q \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

Dove i segni + e  $\sum$  indicano l'applicazione dei rispettivi addendi ed il coefficiente  $\gamma_q$  (pari a 1,5 oppure 0) va applicato a ciascun carico  $Q_{ik}$  con il valore appropriato.

Si assumono i seguenti coefficienti  $\gamma_f$  :

$\gamma_g = 1,3$  (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) per i carichi permanenti strutturali;

$\gamma_g = 1,5$  (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) per i carichi permanenti non strutturali;

$\gamma_p = 1.0$  per l'azione di precompressione;

$\gamma_q = 1,5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ed essendo:

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{1k}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\psi_{0i}$  coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo;

per i valori da assegnare ai coefficienti  $\psi_{0i}$  si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.I

### **Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio**

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

combinazione caratteristica (rara):  $F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

combinazione frequente:  $F_d = G_k + P_k + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

combinazione quasi - permanente:  $F_d = G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

essendo:

$\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Per i valori da assegnare ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.I

### **Sicurezza nei confronti delle azioni sismiche**

Per le analisi e le verifiche sismiche, si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

$$F_d = G_k + P_k + E + \sum (\psi_{ji} \cdot Q_{ki})$$

Dove si assumono i seguenti significati per i simboli riportati:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame (Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV ovvero Stato Limite di Danno, SLD);

$G_k$  rappresenta la somma dei carichi permanenti nel loro valore caratteristico;

$P_k$  è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

$\psi_{ji} = \psi_{2i}$  (SLV) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile  $Q_i$ .

$Q_{ki}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$

Per i valori da assegnare ai coefficienti  $\psi_{0i}$  si fa riferimento alle NTC, § 2.5.3, Tab. 2.5.I.

Si osserva come né il vento, né le variazioni termiche né la neve (al di sotto dei 1000m s.l.m.) si combinano con l'azione sismica.

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Al fine di determinare lo stato di sollecitazione e deformabilità delle strutture, sono state considerate le seguenti azioni:

- $g_1$  : peso proprio degli elementi strutturali;
- $g_2$  : carichi permanenti portati;
- $g_3$  : spinta delle terre;
- $q_1$ : spinta idrostatica dei liquami;
- $q_2$ : carichi variabili di esercizio;
- $q_3$ : carico variabile neve;
- $e$ : azioni sismiche;

### 6.1 AZIONI PERMANENTI

#### 6.1.1 Pesi propri strutturali ( $G_1$ )

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato considerando un peso specifico per il calcestruzzo di  $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ , per l'acciaio di  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ .

Sono stati valutati i seguenti pesi propri strutturali dei solai, per il progetto dei vani:

Cod.	Carico	Descrizione
$g_{1,cop}$	$1.48 \text{ kN/m}^2$	copertura
$g_{1,sol, sott}$	$2.60 \text{ kN/m}^2$	Solaio sottotetto
$g_{1,sol, int}$	$2.60 \text{ kN/m}^2$	Solaio interpiano

#### 6.1.2 Carichi permanenti portati ( $G_2$ )

Per quanto riguarda i carichi permanenti, è stato stimato un sovraccarico riferito al peso del terreno e sovrastruttura, pari a  $5.4 \text{ kN/mq}$ , per le strutture interrato.

Per quanto riguarda il progetto di vani, sono stati definiti i seguenti sovraccarichi:

Cod.	Carico	Descrizione
$g_{2,COP}$	$0.60 \text{ kN/m}^2$	Copertura
$g_{2,sol, sott}$	$0.30 \text{ kN/m}^2$	Solaio sottotetto
$g_{2,sol, int}$	$1.50 \text{ kN/m}^2$	Solaio interpiano

#### 6.1.3 Spinta delle terre ( $G_3$ )

E' stata assunta una distribuzione triangolare della spinta delle terre sull'altezza dei muri perimetrali, avendo assunto il peso specifico del terreno pari a  $18.0 \text{ kN/mc}$  ed un angolo di attrito pari a  $28^\circ$ .

## 6.2 AZIONI VARIABILI

### 6.2.1 Spinta idrostatica liquami (q1)

Per il calcolo della spinta idrostatica dei liquami è stato considerato un peso specifico di 1000 kg/mc.

### 6.2.2 Carico di esercizio (q2)

Per quanto riguarda i carichi d'esercizio sono stati assunti i seguenti valori:

Cod.	Carico	Descrizione
q <sub>1,COP</sub>	0.50 kN/m <sup>2</sup>	copertura
q <sub>1,sol</sub>	2.00 kN/m <sup>2</sup>	Solaio

### 6.2.3 Azioni della neve (q3)

Il carico della neve sulle coperture viene valutato secondo quanto previsto dal § 3.4 della vigente normativa, ed in particolare mediante la seguente espressione:

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

dove:

q<sub>s</sub> carico neve sulla copertura (riferito alla proiezione orizzontale della superficie)

μ<sub>i</sub> coefficiente di forma = 0.8

q<sub>sk</sub> valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>]

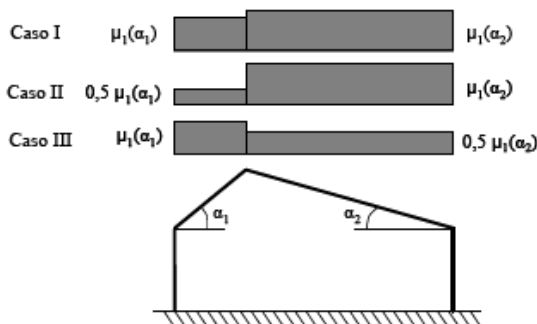
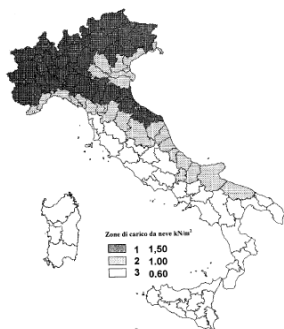
C<sub>E</sub> coefficiente di esposizione

C<sub>t</sub> coefficiente termico

Si ottiene:

- valore caratteristico del carico da neve      q<sub>sk</sub>=1.00 kN/m<sup>2</sup>      (zona 2)
- coefficiente di esposizione      C<sub>E</sub>=1,00
- coefficiente termico      C<sub>t</sub>=1.00
- coefficiente di forma      m<sub>i</sub>=0,80      (0°≤α≤30°)
- carico neve Q<sub>k2</sub>      q<sub>s</sub>=0.80 kN/m<sup>2</sup>

Coefficiente di forma	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ <sub>i</sub>	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



### 6.3 AZIONE SISMICA (E)

La zona in esame, precedentemente classificata sismica di 4ª categoria secondo l'O.P.C.M. n°3274 del 20/03/2003 e s.m.i., è stata recentemente spostata in zona 3 con deliberazione della Giunta Regionale n.244 del 9 marzo 2021.

In adeguamento alle NTC del 17/01/2018, le azioni sismiche di progetto, a seconda dello stato limite considerato, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

L'opera in oggetto può essere classificata come una costruzione di Tipo 2, quindi con una Vita Nominale  $V_N > 50$  anni (Tab. 2.4.1 del NTC-08); si assume inoltre Classe d'uso II "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'Uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.", quindi il coefficiente  $C_u = 1.0$  (paragrafo 2.4.2).

La Vita di Riferimento vale pertanto:  $V_R = V_N * C_u = 50 * 1.0 = 50$  anni.


Si ottiene:

- vita nominale delle opere strutturali  $V_N \geq 50$  anni (tipo di costruzione 2)
- classe d'uso II ( $V_R = 50$  anni)
- Categoria del suolo: C
- Categoria topografica: T1

cannaregio 3144, venezia

Cerca

Mappa   Satellite



**Latitudine (WGS84)**  
45.44801150      **Longitudine (WGS84)**  
12.32589200

**Latitudine (ED50)**  
45.449764      **Longitudine (ED50)**  
12.326715

**Altitudine (mt)** ..... 2

**Classe dell'edificio**  
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti

**Vita Nominale Struttura** ..... 50

**Periodo di Riferimento per l'azione sismica** ..... 50

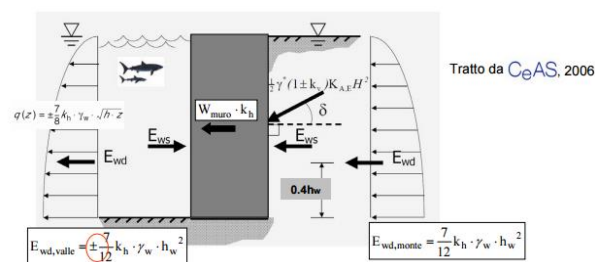
**Parametri di pericolosità Sismica**

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_o$ [-]	$T_c$ [s]
Operatività	30	0.028	2.490	0.202
Danno	50	0.034	2.518	0.235
Salvaguardia Vita	475	0.073	2.653	0.364
Prevenzione Collasso	975	0.094	2.660	0.383

Il fattore di comportamento da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto, come descritto nel capitolo §C8.5.5.2 della Circolare n.7 del 2019 di applicazione delle NTC2018, può essere <<.. scelto nel campo fra 1.5 e 3.0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavori dei materiali sotto le azioni sismiche ..>>; per il fabbricato esistente in oggetto è stato assunto cautelativamente pari a 1.5.

L'azione sismica computata viene applicata, per la vasca in progetto:

- come incremento pseudostatico della spinta delle terre:  $\Delta S = a_g S \gamma H^2$ ;
  - come incremento pseudostatico della spinta idrodinamica dell'acqua e dei liquami;
- si osservi che è stata considerata sia l'azione in pressione che in depressione, condizione più gravosa in accoppiamento con l'incremento sismico della spinta delle terre esterna.

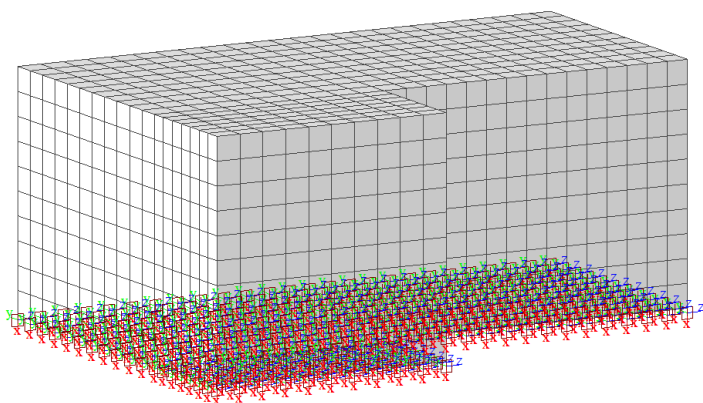


## 7. MODELLAZIONE STRUTTURALE

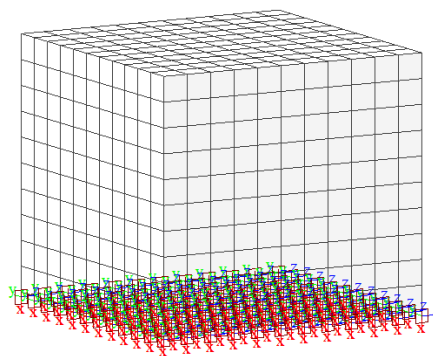
Per studiare il comportamento statico e dinamico delle vasche in progetto è stato realizzato un modello agli elementi finiti che comprende tutte le componenti strutturali, adottando una discretizzazione con elementi "shell" (bi-dimensionali) per i muri in c.a., la platea di fondazione e la soletta superiore.

La presenza del terreno di fondazione è stata simulata mediante la disposizione di molle distribuite al di sotto della platea con un  $K_w = 0.010 \text{ N/mm}^3$ .

Si riportano nel seguito alcuni output grafici del modello FEM.



*Vista del modello FEM con applicazione delle molle*



*Vista del modello FEM per con l'applicazione delle molle.*

### 7.1 PROGRAMMA DI CALCOLO

Il modello di calcolo FEM è stato realizzato con il software Midas Gen 2022 ver.2.1 prodotto da Midas e distribuito in Italia da CspFea licenziato con n° CFENG0002527.

Il software utilizzato è corredato della dichiarazione di affidabilità del produttore.

Il prodotto è conforme a quanto richiesto dal D.M. 17.01.2018, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche o con analisi fatte con altri softwares.

## 8. ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE

### 8.1 APERTURA VARCHI SU MURATURA PORTANTE

Nel presente capitolo si vuole dimostrare che la rigidezza finale delle pareti (v. pianta intervento nell'introduzione), presso le quali saranno realizzate le nuove aperture al primo piano, o spostate le esistenti al piano terra e primo, non varia significativamente rispetto a quella iniziale e che la resistenza e lo spostamento ultimo nello stato finale non sono inferiori ai corrispondenti valori dello stato iniziale.

In questo modo, infatti, è possibile classificare l'intervento nella categoria "riparazione e intervento locale" ai sensi del D.M. 17/01/2018 e Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, dove al punto C8.4.3 si prevede che l'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi non indebolisca l'elemento variato sia per quanto riguarda la rigidezza che la resistenza.

#### VERIFICA DELLE RIGIDEZZE

La rigidezza iniziale ( $K_{in}$ ) si calcola con la formula:

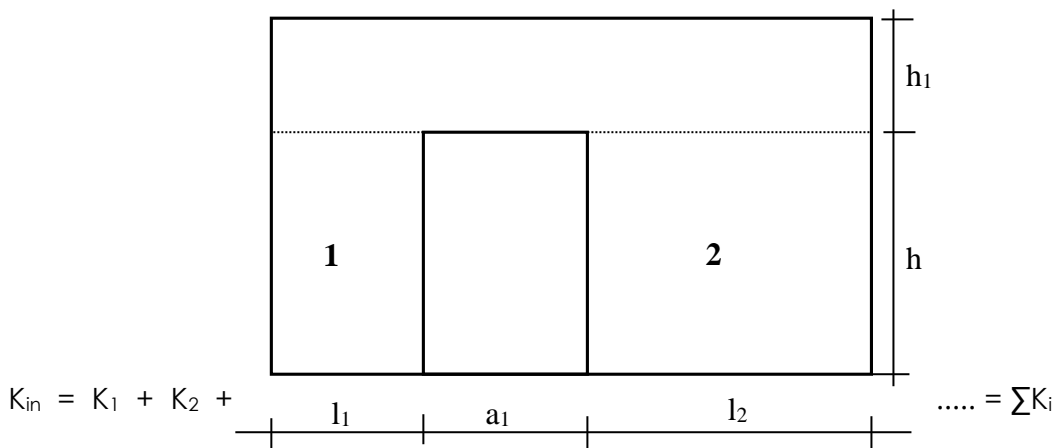
$$K = G \cdot A \cdot E \cdot I^2 / (h^3 \cdot G + 1,2 \cdot h \cdot E \cdot I^2)$$

dove:

$E, G$  moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;

$I, h$  larghezza ed altezza del maschio murario;

$A = I \cdot t$  area del maschio ( $t$  = spessore del maschio).



A seguito della modifica delle aperture o di inserimento di nuove, la parete assume una configurazione diversa da quella iniziale; la rigidezza ( $K_{mod}$ ) nello stato modificato

(tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio ecc) non deve variare significativamente rispetto a quella iniziale:

$$K_{mod} \approx K_{in}$$

Nel presente progetto si assume che l'entità dello scostamento possa essere ritenuto accettabile se inferiore al 15% della rigidezza iniziale; in accordo con il documento del 28 settembre 2009 emesso dall'ufficio del Genio Civile della Regione Toscana dal titolo "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione di edifici esistenti", si accetta che la rigidezza finale delle pareti soggette a intervento sia compresa nell'intervallo:

$$0,85 \cdot K_{in} \leq K_{fin} \leq 1,15 \cdot K_{in}$$

Se tale verifica non è soddisfatta allora occorre intervenire con un rinforzo quale la cerchiatura del vano mediante un telaio metallico o in c.a.. In questo caso la rigidezza finale deve risultare:

$$K_{fin} = K_{mod} + K_T \approx K_{in}$$

dove

$K_T = 12 \cdot E \cdot \sum J_p / H^3$	rigidezza del telaio
E	modulo elastico del materiale costituente i piedritti
$\sum J_p$	somma dei momenti d'inerzia dei piedritti
H	altezza del piedritto.

#### VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA PARETE

La verifica viene condotta calcolando la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza dopo l'intervento (in conseguenza di una migliore distribuzione delle aperture, oppure per l'inserimento di un telaio di rinforzo oppure a seguito di interventi di consolidamento) risulti superiore a quella che la parete possedeva prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione che quella per presso flessione; il valore di calcolo sarà il minore tra i due.

La resistenza al taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari.

$$V_{t,fin} \geq V_{t,in}$$

L'azione tagliante ultima del pannello murario può calcolarsi con la formula:

$$V_t = l * t * 1,5 \frac{(\tau_{0d})}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_0)}{(1,5 \tau_{0d})}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_0)}{f_{td}}}$$

dove

$l$  è la lunghezza del pannello;

$t$  è lo spessore del pannello;

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

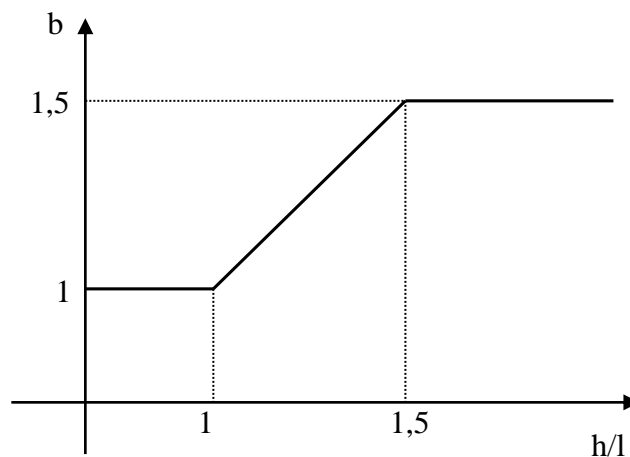
( $\sigma_0 = P/lt$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione);

$f_{td}$  resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura,

$$f_{td} = 1,5 \tau_{0d}$$

$\tau_{0d}$  resistenza di calcolo a taglio della muratura;

$b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$  comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello.



Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale (taglio per trazione). La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo:

$$M_u = \sigma_0 \cdot l^2 \cdot t / 2 \cdot [1 - \sigma_0 / (0,85 f_d)]$$

dove:

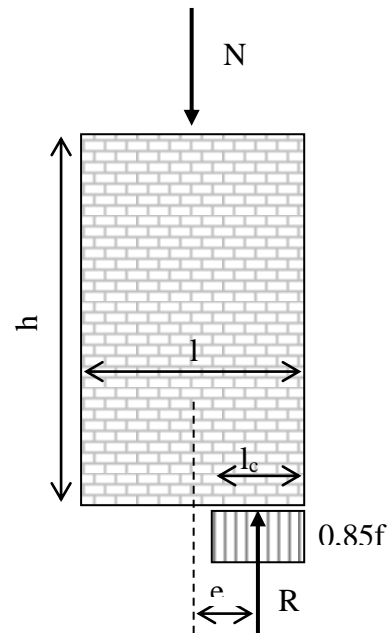
$\sigma_0 = N / (l \cdot t)$  tensione media verticale

$f_d$  resistenza a compressione di calcolo della muratura che potrà essere assunta pari al valore medio tra quelli riportati in tabella C8A.2.1 della circ. 7/2019 diviso il fattore di confidenza.

Pertanto, l'azione tagliante che produce la rottura

per pressoflessione, è:

$$V_{pf} = 2 \cdot M_u / h$$



Quindi la resistenza al taglio ultima del maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per pressoflessione:

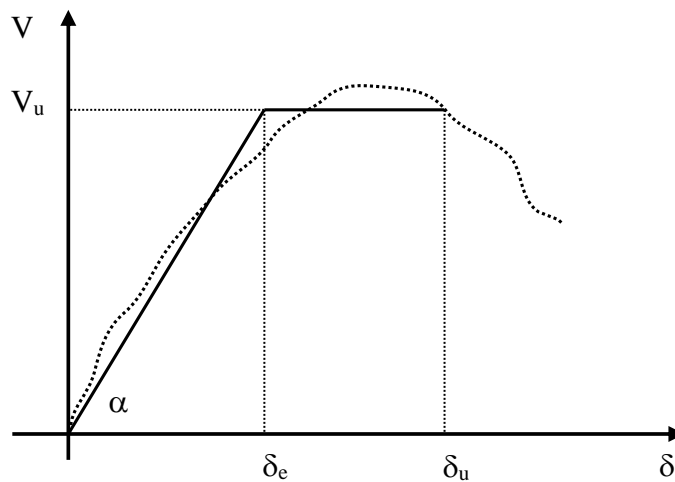
$$V_u = \min (V_t ; V_{pf})$$

#### VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO ULTIMO

Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale.

Riportando su un grafico i valori  $V$ ,  $\delta$  ottenuti calcolando lo spostamento in sommità in funzione del corrispondente valore del taglio, si ottiene la cosiddetta "curva caratteristica" del maschio murario in oggetto.

La curva reale (andamento parabolico) può essere sostituita da una bilatera (comportamento elastico-perfettamente plastico) che ne approssima il comportamento reale. Il valore dello spostamento al limite elastico si calcola con:



$$\delta_e = V_u/K$$

L'inclinazione del tratto elastico è tale per cui:  $\text{tga} = K$

L'analisi statica non lineare consente di sfruttare le riserve plastiche del materiale oltre il limite elastico, attraverso l'introduzione del tratto plastico della bilatera che si estende fino all'ascissa:

$$\delta_u = \delta_e \cdot \mu$$

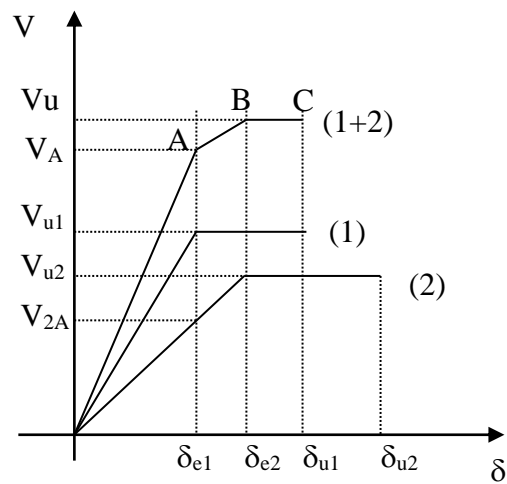
dove  $\mu$  è il fattore di duttilità variabile tra 1,5 e 2 nel caso di rottura per taglio e tra 2 e 5 nel caso di rottura per pressoflessione.

In alternativa la normativa sismica prevede di considerare, per lo spostamento ultimo massimo  $\delta_u$ , il valore di 0,4% dell'altezza "h" del pannello nel caso di rottura per taglio e 0,6% di h nel caso di rottura per pressoflessione.

Nel caso di parete costituita da più maschi murari, si riportano le curve caratteristiche di ciascuno sullo stesso grafico (  $V - \delta$  ). La curva caratteristica della parete si ottiene dalla somma delle curve di ciascun maschio murario ossia dalla somma delle ordinate delle curve stesse. Questo in accordo con il principio della congruenza degli spostamenti ovvero che i maschi murari della stessa parete devono subire il medesimo spostamento. La curva caratteristica della parete si arresta all'ascissa corrispondente al valore minimo degli spostamenti ultimi dei singoli maschi murari:

$\delta_{u,parete} = \min (\delta_{u,i} )$  con "i" indice variabile tra 1 ed n dove n = numero di maschi murari.

Sommando le ordinate delle curve caratteristiche in corrispondenza dell'ascissa comune  $\delta_{u,parete}$  , si trova il valore corrispondente alla resistenza ultima a taglio della parete.



### 1.1.1 Portale in c.a. - FINESTRA 3

PIANO:	PRIMO
--------	-------

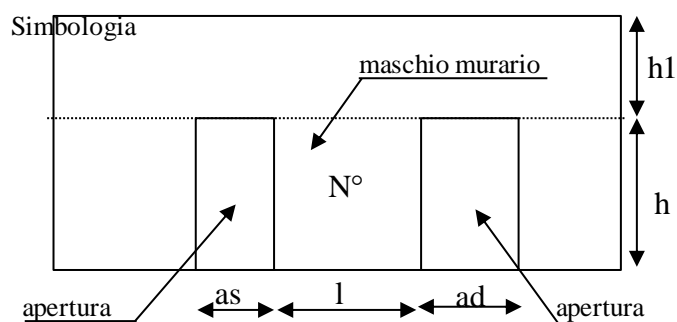
PARETE N°	1
-----------	---

STATO ATTUALE
---------------

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari	2
-------------------------	---

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,94	2,33	7,98	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	8,45
2	0,94	0	2,33	6,42	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6,89



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
circolare 617/2019

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8.5.I circ. 2019

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	intonaco armato	
										sp	$\gamma$
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								

s = presenza della caratteristica  
 MB= malta buona  
 RL= ricorsi o listature  
 CT= connessione trasversale  
 IML= iniezioni di miscele leganti  
 IA= intonaco armato  
 RACC= ristilatura armata con connessione dei paramenti  
 MCC=massimo coefficiente correttivo  
 sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato  
 $\gamma$  = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8.5.I - circ. 2019)

riduzione percentuale moduli elastici			50	%	valori delle resistenze			2	1 minimo
									2 medio
									3 massimo

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	345	9	750	250	18	68,10
2	7	345	9	750	250	18	68,73

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8.5.II circ. 2019)

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54

**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2019**

		$f_m$	$\tau_o$	E	G	w	$\sigma_o$
N°	Tipol.	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>
1	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	87,17
2	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	88,07

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

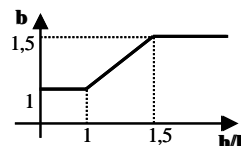
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,292	1,000
2	0,3629	1,000



**Calcolo rigidezza della parete**

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	385,64	0,25	7,98	2,33	1,995	1157	268792,8
2	385,64	0,25	6,42	2,33	1,605	1157	213554,3
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>482347,2</b>

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		2
---	--	---

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	13,88	532	87,17	494,82	584,14	494,82	1,841	taglio per trazione	1,5	0,00	9,32
2	13,88	532	88,07	398,69	381,88	381,88	1,788	pressoflessione	3	13,98	13,98

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>13,98</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	198,54
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	28,79
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>526,67</b>

*Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento*

PIANO: PRIMO

PARETE N° 1

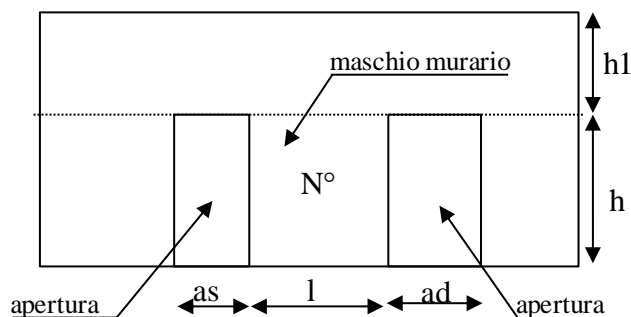
STATO MODIFICATO

## CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 3

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,94	2,33	5,2	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,67
2	0,94	0,94	2,33	1,75	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,69
3	0,94	0	2,33	6,42	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6,89

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
circolare 617/2019

**Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8.5.I circ. 2019**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	intonaco armato	
										sp cm	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

RACC= ristilatura armata con connessione dei paramenti

MCC=massimo coefficiente correttivo

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

$\gamma$  = peso specifico intonaco armato

**Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2019)**

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	2	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	345	9	750	250	18	69,50
2	7	345	9	750	250	18	89,38
3	7	345	9	750	250	18	68,73

**Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8.5.II circ. 2019)**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2

**Coefficienti correttivi da usare nel calcolo**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,543
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,543
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,543

**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2019**

		$f_m$	$\tau_o$	E	G	w	$\sigma_o$
N°	Tipol.	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>
1	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	89,14
2	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	117,07
3	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	88,07

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

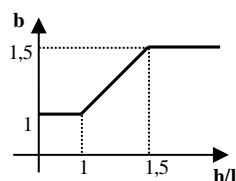
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,45	1,000
2	1,33	1,331
3	0,36	1,000



**Calcolo rigidezza della parete**

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	386	0,25	5,2	2,33	1,3	1157	169829,6
2	386	0,25	1,75	2,33	0,438	1157	40432,2
3	386	0,25	6,42	2,33	1,605	1157	213554,3
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>423816,1</b>

## Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	---

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	13,88	532	89,14	323,51	253,53	253,53	1,493	pressoflessione	3	4,48	13,98
2	13,88	532	117,07	85,53	37,47	37,47	0,927	pressoflessione	3	2,78	13,98
3	13,88	532	88,07	398,69	381,88	381,88	1,788	pressoflessione	3	5,36	13,98

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4% \* h nel caso di rottura a taglio e 0,6% \* h nel caso di rottura per pressoflessione

## Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2,78
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	253,53
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	37,47
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	381,88
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	672,88

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio

VERIFICHE
-----------

**a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	482347,1639
$K_{fin}$ (KN/m)	423816,1

variazione percentuale:	<b>-12</b> %
-------------------------	--------------

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{t,in}$ (KN)	526,67
$V_{t,fin}$ (KN)	672,88

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u,in}$ (mm)	13,98
$\delta_{u,fin}$ (mm)	2,78

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

### Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>

## DIMENSIONAMENTO DEI TELAI

2 Calcestruzzo armato

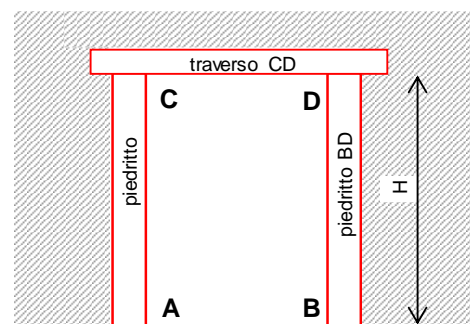
$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd} =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	32588	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$

### TELAIO IN CALCESTRUZZO ARMATO

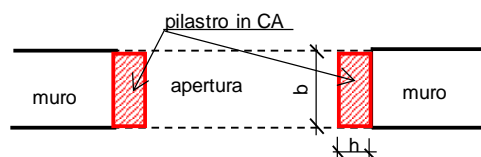
Numero di telai da inserire nella parete 1

Il telaio è formato da due piedritti o pilastri, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Il pilastro, di sezione rettangolare  $b \times h$ , dove normalmente  $b$  (base) corrisponde allo spessore del muro (ma può anche essere diverso) e  $h$  (altezza) è variabile.

prospetto



pianta



$H_{\text{telaio}}$ (cm)	137	(Altezza media dei telai)
$K_{\text{ric}}$ (KN/m)	0	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,\text{piedr}}$ (cm <sup>4</sup> )	0	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)
$\alpha =$	0,25	(Coeff. moltiplicativo della quantità $f_{cd} \cdot B \cdot d^2 \rightarrow M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2$ )

nome	sezione		H (cm)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$J_x$ (cm <sup>4</sup> )	$K_T$ (KN/m)	$M_{Rd}$ (KNcm)	d (mm)	$F_T$ (KN)	$F_u$ (KN)
	b(cm)	h(cm)								
TC1	20	25	137	2083	26042	79209,5	3983,72	1,47	116,31	116,31
<b>TOTALI</b>						<b>79209,5</b>			<b>116,31</b>	<b>116,31</b>

Legenda:

<i>tipo piedritto:</i>	numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)
<i>H:</i>	altezza del piedritto in cm
<i><math>W_x</math> piedritto:</i>	modulo di resistenza elastico del singolo piedritto
<i><math>J_x</math> piedritto:</i>	momento d'inerzia del singolo piedritto
<i><math>K_T</math>:</i>	rigidezza del telaio
<i><math>M_{el} / M_{Rd}</math>:</i>	momento al limite elastico del piedritto in acciaio / momento resistente piedritto in c.a.
<i>d:</i>	spostamento in sommità al limite elastico del piedritto
<i><math>F_T</math>:</i>	contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete
<i><math>F_u</math>:</i>	taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

VERIFICHE
-----------

**a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	482347,16
$K_{fin}$ (KN/m)	503025,68

variazione percentuale:	<b>4,287</b> %
-------------------------	----------------

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{t,in}$ (KN)	526,67
$V_{t,fin}$ (KN)	789,20

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u,in}$ (mm)	13,980
$\delta_{u,fin}$ (mm)	2,780

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**Riepilogo delle verifiche**

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>

PARERE VERIFICATA	<b>SI</b>
-------------------	-----------

# VERIFICA DEI TELAI IN CALCESTRUZZO ARMATO

TELAIO N. 1

luce telaio l	0,94	m
altezza telaio h	1,37	m

Acciaio per C.A.: B450C

$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
E =	2E+05	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

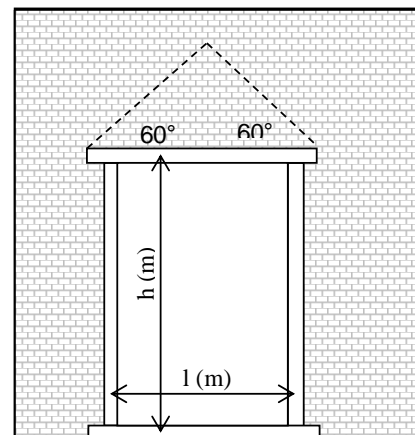
Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
E =	31447	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$
$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$
$f_{ctm} =$	2,56	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$

	B (m)*	H(m)
traverso	0,25	0,45
pieditto	0,25	0,4

\*la base della sezione

corrisponde allo spessore del muro



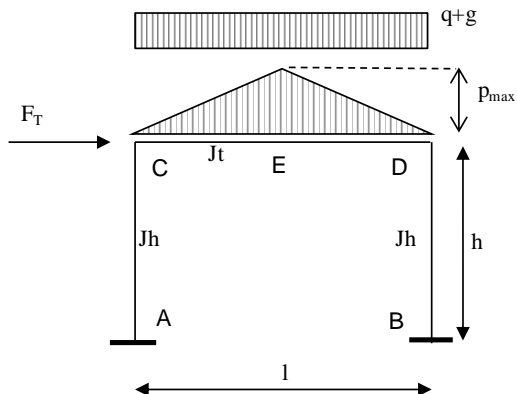
Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	6	0	12	12	0,5	0,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
36	1,5

	spessore	massa vol.	$p_{max}$ (KN/m)
	(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	
muro sovrastante	0,25	18	3,66

Schema statico:



Totale carichi permanenti  $g = 40,64 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_G = 1$

Totale carichi variabili  $q = 1,5 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_Q = 1$

coeff. di combinazione  $\psi_{21} = 0,3$

Combinazione di carico  $(g\gamma_G + q\gamma_Q\psi_{21}) = 41,09 \text{ KN/m}$

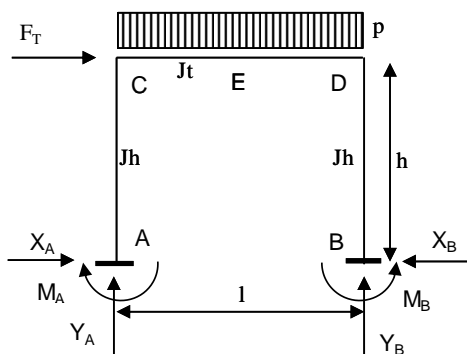
<b>Traverso</b>	b (cm)	25	h (cm)	45
<b>Piedritto</b>	b (cm)	25	h (cm)	40

$J_t$	189843,75	cm <sup>4</sup>
$J_h$	133333,33	cm <sup>4</sup>

p (KN/m)	41,09
$F_T$ (KN)	116,00
l (m)	0,94
h (m)	1,37
$J_t$ (cm <sup>4</sup> )	189844
$J_h$ (cm <sup>4</sup> )	133333

$$K = 2,0752$$

$$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a $F_T$	sovrapp.	
$X_A$	1,626	-58,000	-56,374	KN
$Y_A$	19,313	-78,247	-58,934	KN
$M_A$	0,742	-42,68	-41,94	KNm
$X_B$	1,626	58,000	59,626	KN
$Y_B$	19,313	78,247	97,561	KN
$M_B$	0,742	42,684	43,426	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
$M_{Ed}$ (KNm)	-41,94	35,29	35,29	-38,26	3,05	43,43	-38,26
$V_{Ed}$ (KN)	56,37	56,37	-58,93	-97,56	-78,25	59,63	59,63
$N_{Ed}$ (KN)	58,93	58,93	-59,63	-59,63	-59,63	-97,56	-97,56

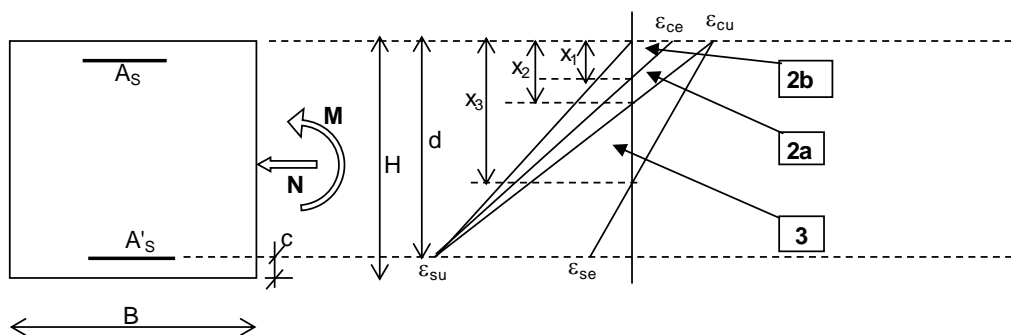
## VERIFICA TRAVERSO

Sollecitazioni

$N_{Ed} =$	59,63	KN
------------	-------	----

$M_{Ed} =$	38,26	KNm
------------	-------	-----

$V_{Ed} =$	97,56	KN
------------	-------	----



cls	$\epsilon_{cu} (\%)$	3,5
-----	----------------------	-----

acciaio	$\epsilon_{su} (\%)$	10
---------	----------------------	----

H (mm) =	450	altezza
----------	-----	---------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	420	altezza utile
----------	-----	---------------

$\epsilon_{ce} (\%) =$	2
------------------------	---

$\epsilon_{se} (\%) =$	1,86
------------------------	------

B (mm) =	250	base
----------	-----	------

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
------------	------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

$A_s =$	2	$\Phi$	14
---------	---	--------	----

$A_s =$	307,8	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_{s'} =$	2	$\Phi$	14
------------	---	--------	----

$A_{s'} =$	307,8	mm <sup>2</sup>
------------	-------	-----------------

Verifica dell'armatura longitudinale minima

$\mu =$	1	$A_{s'}/A_s$
---------	---	--------------

1)  $A_s \geq 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$

$0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d =$	155,19	mm <sup>2</sup>
---	--------	-----------------

**verificato**

2)  $A_s \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$

$0,0013 \cdot b \cdot d =$	136,5	mm <sup>2</sup>
----------------------------	-------	-----------------

**verificato**

3)  $A_s \leq 0,04 \cdot A_c$

$0,04 \cdot A_c =$	4500	mm <sup>2</sup>
--------------------	------	-----------------

**verificato**

4) Armatura minima all'appoggio

$A_{s,min,app} =$	249,32	mm <sup>2</sup>
-------------------	--------	-----------------

**verificato**

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

### Verifica a pressoflessione

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 2822  
b= 2011689,355  
c= 95020528,95

x' (mm) = 661,9960895  
x'' (mm) = 50,86335581

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 14110  
b= 826449,3546 x (mm) = 57,846  
c= -95020528,95

x/d = 1,57618  
x/d = 0,1211

ipotesi di rottura: campo 3

a= 2822  
b= -46163,64536  
c= 6786990

x' (mm) = 41,54  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 2822  
b= 287050,6019 x (mm) = 139,55  
c= -95017860

x/d = 0,0989

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) = 57,85	x/d = 0,138	$\sigma_c = 11,27 \text{ N/mm}^2$	$\varepsilon_s^* = 0,769 \text{ ‰}$
----------------	-------------	-----------------------------------	-------------------------------------

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	N <sub>Rd</sub> KN	N <sub>Ed</sub> KN
57,846	0,138	2b - attenzione	10	0,77	391,30	161,47	59,63	59,63

M <sub>Rd</sub> =	59,49	KNm
-------------------	-------	-----

M <sub>Ed</sub> =	38,26	KNm
-------------------	-------	-----

N<sub>Rd</sub> = N<sub>Ed</sub> **verificato**

M<sub>Rd</sub> ≥ M<sub>Ed</sub> **verificato**

## Verifica a taglio

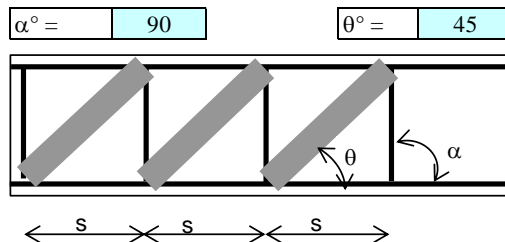
Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	8	mm
----------------------	---	----

passo delle staffe $s =$	100	mm
--------------------------	-----	----

numero di bracci	2
------------------	---

area di una staffa $A_{sw} =$	100,6	mm <sup>2</sup>
-------------------------------	-------	-----------------



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave  
 $\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} =$	0,53	N/mm <sup>2</sup>	< 0,2f <sub>cd</sub>
-----------------	------	-------------------	----------------------

$\alpha_c =$	1,038
--------------	-------

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$$V_{Rsd} = 148,8 \text{ KN} \quad V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 345,9 \text{ KN} \quad V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$f_{cd}$  = resistenza ridotta a compressione del cls     $f_{cd} = f_{cd}/2$

Resistenza a taglio della trave

$V_{Rd} =$	148,8	KN
------------	-------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	97,56	KN
------------	-------	----

**verificato**

$V_{Rd} =$	148,8	KN
------------	-------	----

Verifica dell'armatura trasversale minima

1)  $A_{st} \geq 1,5 \cdot b \text{ (mm}^2\text{/m)}$      $1,5 \cdot b = 375 \text{ mm}^2\text{/m}$

$A_{st} = 1006 \text{ mm}^2\text{/m}$     **verificato**

2)  $s \leq 333 \text{ mm}$  (minimo tre staffe al metro)

$s = 100 \text{ mm}$     **verificato**

3)  $s \leq 0,8 \cdot d$      $0,8 \cdot d = 336 \text{ mm}$

$s = 100 \text{ mm}$     **verificato**

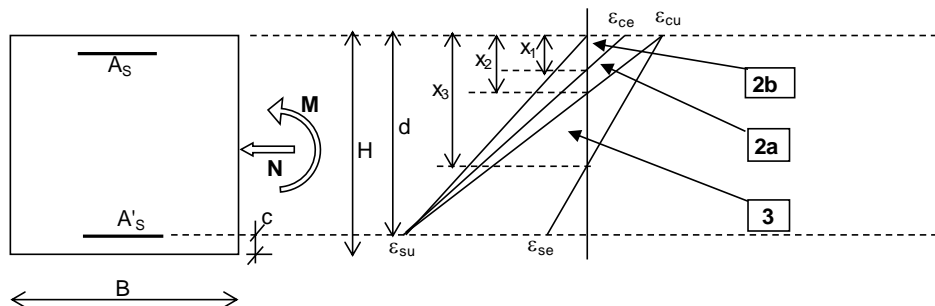
## VERIFICA PIEDRITTI

Sollecitazioni piedritto "BD"

$N_{Ed} =$	97,56	KN	compressione
$M_{Ed} =$	43,43	KNm	
$V_{Ed} =$	59,63	KN	

Sollecitazioni piedritto "AC"

$N_{Ed} =$	-58,93	KN	trazione
$M_{Ed} =$	41,94	KNm	
$V_{Ed} =$	56,37	KN	



cls	$\epsilon_{cu} (\text{‰})$	3,5
-----	----------------------------	-----

acciaio	$\epsilon_{su} (\text{‰})$	10
---------	----------------------------	----

H (mm) =	400	altezza
----------	-----	---------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	370	altezza utile
----------	-----	---------------

$\epsilon_{ce} (\text{‰}) =$	2
------------------------------	---

$\epsilon_{se} (\text{‰}) =$	1,86
------------------------------	------

B (mm) =	250	base
----------	-----	------

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
------------	------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

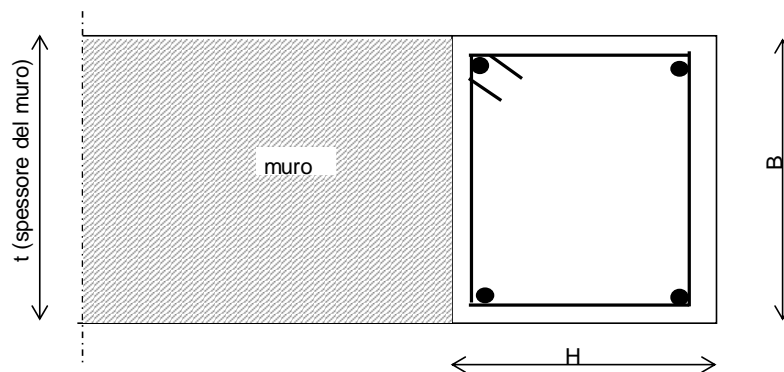
$A_s =$	3	$\Phi$	14
---------	---	--------	----

$A_s =$	461,7	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_{s'} =$	3	$\Phi$	14
------------	---	--------	----

$A_{s'} =$	461,7	mm <sup>2</sup>
------------	-------	-----------------



Verifica dell'armatura longitudinale minima

1) $(A_s + A'_s) \geq 0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$	$0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd} =$	24,93	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
2) $(A_s + A'_s) \geq 0,003 \cdot A_c$	$0,003 \cdot A_c =$	300	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
3) $(A_s + A'_s) \leq 0,04 \cdot A_c$	$0,04 \cdot A_c =$	4000	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
4) $\phi \geq 12$ mm	diametro tondino	14	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
	$n_B =$	2	numero di barre lungo il lato B	
	$n_H =$	3	numero di barre lungo il lato H	
5) $I_{bl} \leq 300$ mm	$I_{bl}$ (dir. B) =	176,00	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
	$I_{bl}$ (dir. H) =	163,00	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>

$I_{bl}$  = Interasse barre longitudinali  $\leq 300$  mm (direzione lato B e direzione lato H)

Verifica a pressoflessione piedritto "BD"

ipotesi di rottura: campo 2a			ipotesi di rottura: campo 2b		
a=	2822		a=	14110	
b=	2291935,862		b=	1247795,862	x (mm) = 62,143
c=	132030669		c=	-132030669	
x' (mm) =	749,7661455		x/d =	2,02639	
x'' (mm) =	62,401063		x/d =	0,16865	
ipotesi di rottura: campo 3			ipotesi di rottura: campo 4		
a=	2822		a=	2822	
b=	-61123,63771		b=	422454,0725	x (mm) = 148,97
c=	10180485		c=	-125559315	
x' (mm) =	50,2		x/d =	0,13568	
x'' (mm) =	valore negativo - non accettabile				

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	62,4	x/d =	0,169	$\sigma_c =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_s^* =$	1,053	‰
----------	------	-------	-------	--------------	-------	-------------------	---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_s'$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{Rd}$ KN	$N_{Ed}$ KN
62,401	0,169	2a	10	1,05	391,30	221,20	97,56	97,56

$M_{Rd} =$	78,90	KNm	$M_{Ed} =$	43,43	KNm
------------	-------	-----	------------	-------	-----

$N_{Rd} = N_{Ed}$  **verificato**

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

Verifica a pressoflessione piedritto "AC"

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 2822  
b= 2135440,972  
c= 74127559,59

x' (mm) = 720,2411403  
x'' (mm) = 36,47075622

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 14110  
b= 1091300,972 x (mm) = 43,481  
c= -74127559,59

x/d = 1,9466  
x/d = 0,09857

ipotesi di rottura: campo 3

a= 2822  
b= -217618,5281  
c= 10180485

x' (mm) = 32,82  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 2822  
b= 578948,9629 x (mm) = 131,98  
c= -125559315

x/d = 0,08869

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	43,48	x/d =	0,118	$\sigma_c =$	9,39	N/mm <sup>2</sup>
----------	-------	-------	-------	--------------	------	-------------------

$\varepsilon_s^* =$	0,413	‰
---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	N <sub>Rd</sub> KN	N <sub>Ed</sub> KN
43,481	0,118	2b - attenzione	10	0,41	391,30	86,70	-58,93	-58,93

M <sub>Rd</sub> =	52,44	KNm
-------------------	-------	-----

M <sub>Ed</sub> =	41,94	KNm
-------------------	-------	-----

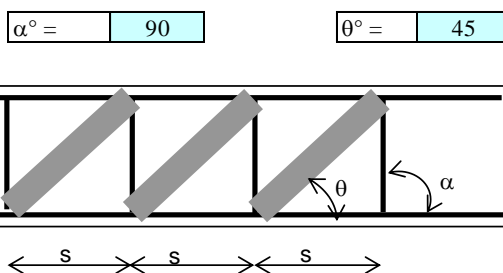
N<sub>Rd</sub> = N<sub>Ed</sub> **verificato**

M<sub>Rd</sub> ≥ M<sub>Ed</sub> **verificato**

## Verifica a taglio

Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	8	mm
passo delle staffe $s =$	100	mm
numero di bracci	2	
area di una staffa $A_{sw} =$	100,6	mm <sup>2</sup>



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave  
 $\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} =$	0,976	N/mm <sup>2</sup>	< 0,2f <sub>cd</sub>
-----------------	-------	-------------------	----------------------

$\alpha_c =$	1,069
--------------	-------

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$V_{Rsd} =$	131,1	KN
-------------	-------	----

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

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$V_{Rcd} =$	314	KN
-------------	-----	----

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

$$f'_{cd} = \text{resistenza ridotta a compressione del cls} \quad f'_{cd} = f_{cd}/2$$

Resistenza a taglio del pilastro

$V_{Rd} =$	131,1	KN
------------	-------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	59,63	KN
------------	-------	----

$V_{Rd} =$	131,1	KN
------------	-------	----

**verificato**

Verifica dell'armatura trasversale minima

$$1) \quad A_{st} \geq 1,5 \cdot b \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad 1,5 \cdot b = 375 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

$A_{st} =$	1006	mm <sup>2</sup> /m
------------	------	--------------------

**verificato**

$$2) \quad s \leq 12 \cdot \phi \quad s_{\max} = 250 \text{ mm}$$

$s \leq$	168	mm
----------	-----	----

$s =$	100	mm
-------	-----	----

**verificato**

$$3) \quad \phi_{st} \geq 6 \text{ mm} \quad \phi_{st} \geq 0,25 \cdot \phi$$

$\phi_{st} \geq$	6	mm
------------------	---	----

$\phi_{st} =$	8	mm
---------------	---	----

**verificato**

### Verifiche allo SLE : deformabilità del traverso

Per travi di luce inferiore a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola soddisfatta se risulta:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

dove:  $\lambda = L/H$  snellezza = rapporto tra luce della trave e altezza della sezione

$$\lambda_{lim} = K \cdot (11 + 0,0015 \cdot f_{ck} / (\rho + \rho') \cdot (500 / f_{yk}) \cdot (A_{s,eff} / A_{s,calc})) \quad \text{snellezza limite}$$

$$\rho = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura tesa} = A_s / (B \cdot H)$$

$$\rho' = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura compressa} = A'_s / (B \cdot H)$$

$$K = 1 \quad \text{coefficiente che dipende dallo schema strutturale (tabella C4.1.I circ. 617 del 2/2/09)}$$

$$A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1 \quad \text{ponendo, a favore di sicurezza: } A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1$$

risulta:  $\lambda = 2,089$

**verificato**

$$\lambda_{lim} = 19,81$$

### Verifiche allo SLE : tensioni di esercizio

1	Combinazione caratteristica (rara) (g + q) =	42,14	KN/m
2	Combinazione quasi permanente (g + qxΨ <sub>21</sub> ) =	41,09	KN/m

	comb. 1		comb. 2	
	M(KNm)	N (KN)	M(KNm)	N (KN)
sollecitazioni nel traverso	3,13	3,43	3,05	3,34
sollecitazioni nel piedritto	1,52	19,81	1,48	19,81

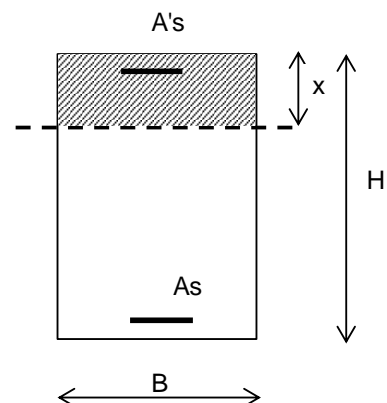
Le sollecitazioni in fase di esercizio sono piuttosto modeste

Per semplificare, si considera il traverso semplicemente appoggiato trascurando quindi lo sforzo normale mentre sul piedritto si considera solo il carico assiale, trascurando quindi l'azione flettente

	comb. 1		comb. 2	
	M(KNm)	N (KN)	M(KNm)	N (KN)
sollecitazioni nel traverso	4,65	0,00	4,54	0,00
sollecitazioni nel piedritto	0,00	19,81	0,00	19,81

### Verifica del traverso

$n =$	15	coefficiente di omogeneizzazione
$x =$	97,17 mm	posizione asse neutro
$I_b =$	57847 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia rispetto all'asse neutro



deve risultare:

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

$\sigma_c <$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-------	-------------------

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$\sigma_s <$	360	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-----	-------------------

$\sigma_c =$	0,526	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

$\sigma_s =$	38,96	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

$\sigma_c <$	11,205	N/mm <sup>2</sup>
--------------	--------	-------------------

$\sigma_c =$	0,513	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

### Verifica del piedritto

deve risultare:

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

$\sigma_c <$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-------	-------------------

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$\sigma_s <$	360	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-----	-------------------

$\sigma_c =$	0,198	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

$\sigma_s =$	2,971	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

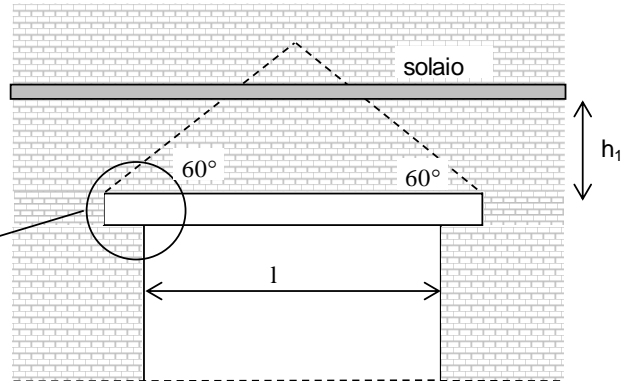
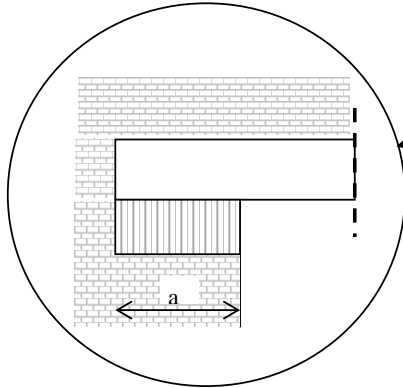
$\sigma_c <$	11,205	N/mm <sup>2</sup>
--------------	--------	-------------------

$\sigma_c =$	0,198	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

# VERIFICA ARCHITRAVE IN CALCESTRUZZO ARMATO

B = 20 cm base della sezione

H = 46 cm altezza della sezione



quota solaio rispetto architrave  $h_1 = 18$  cm

luce architrave "l" 0,94 m

lunghezza di appoggio a= 20 cm

luce di calcolo "lc" 1,14 m

	L(dx)		carichi permanenti		carichi variabili	
			g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	6	6	12	12	0,5	0,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
60,83	2,53

	spessore	massa vol.	$p_{max}$ (KN/m)
	(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	
muro sovrastante	0,25	18	3,66

Acciaio per C.A.: B450C

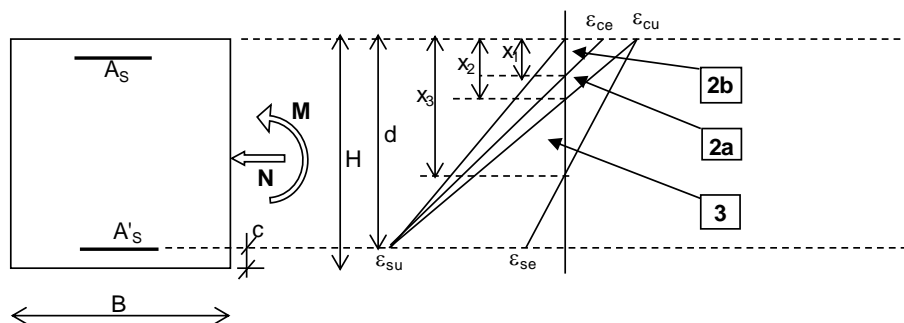
$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
E =	2E+05	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cd} =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
E =	30200	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$
$f_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$
$f_{ctm} =$	2,27	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$

## Sollecitazioni

	comb. 1	comb. 2	comb. 3
$N_{Ed}$ (KN) =	0	0	0
$M_{Ed}$ (KNm) =	16,37	10,96	10,68
$V_{Ed}$ (KN) =	57,45	38,47	37,46



cls	$\epsilon_{cu}$ (‰)	3,5
-----	---------------------	-----

$\epsilon_{ce}$ (‰) =	2
-----------------------	---

acciaio	$\epsilon_{su}$ (‰)	10
---------	---------------------	----

$\epsilon_{se}$ (‰) =	1,86
-----------------------	------

H (mm) =	460	altezza
----------	-----	---------

B (mm) =	200	base
----------	-----	------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	430	altezza utile
----------	-----	---------------

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	2E+05	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

$A_s =$	2	$\Phi$	12
---------	---	--------	----

$A_s =$	226,2	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_s' =$	2	$\Phi$	12
----------	---	--------	----

$A_s' =$	226,2	mm <sup>2</sup>
----------	-------	-----------------

$\mu =$	1	( $A_s'/A_s$ )
---------	---	----------------

## Verifica dell'armatura longitudinale minima

1)  $A_s \geq 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$   $0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d = 112,56$  mm<sup>2</sup> **verificato**

2)  $A_s \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$   $0,0013 \cdot b \cdot d = 111,8$  mm<sup>2</sup> **verificato**

3)  $A_s \leq 0,04 \cdot A_c$   $0,04 \cdot A_c = 3680$  mm<sup>2</sup> **verificato**

4) Armatura minima all'appoggio  $A_{s,min,app} = 146,81$  mm<sup>2</sup> **verificato**

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

### Verifica a flessione

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 1881,333333  
b= 1372506,377  
c= 52311208,7

x' (mm) = 689,1944083  
x'' (mm) = 40,34477143

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 9406,666667  
b= 563533,0435  
c= -52311208,7

x/d = 1,603  
x/d = 0,094

x(mm)= 50,41

ipotesi di rottura: campo 3

a= 1881,333333  
b= -77743,95652  
c= 4987710

x' (mm) = 34,82  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 1881,333333  
b= 254770,0435  
c= -71490510

x/d = 0,081

x(mm)= 138,65

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	50,41	x/d = 0,117	$\sigma_c =$	7,81	N/mm <sup>2</sup>
----------	-------	-------------	--------------	------	-------------------

$\varepsilon_s^* =$	0,538	‰
---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_s'$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )
50,410	0,117	2b - attenzione	10	0,54	391,30	112,91

$M_{Rd} =$	36,02	KNm
------------	-------	-----

$M_{Ed} =$	16,37	KNm
------------	-------	-----

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

## Verifica a taglio

Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	10	mm
----------------------	----	----

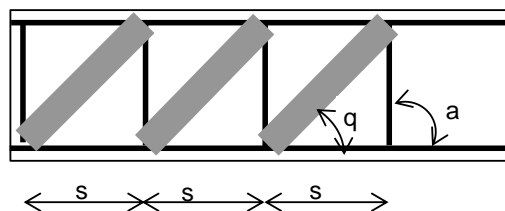
passo delle staffe $s =$	200	mm
--------------------------	-----	----

numero di bracci	2
------------------	---

area di una staffa $A_{sw} =$	157	mm <sup>2</sup>
-------------------------------	-----	-----------------

$\alpha^\circ =$	90
------------------	----

$\theta^\circ =$	45
------------------	----



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} =$	0	N/mm <sup>2</sup>	$< 0,2f_{cd}$
-----------------	---	-------------------	---------------

$\alpha_c =$	1
--------------	---

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$$V_{Rsd} = 118,9 \text{ KN}$$

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

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 227,5 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$f'_{cd} = \text{resistenza ridotta a compressione del cls} \quad f'_{cd} = f_{cd}/2$$

Resistenza a taglio della trave

$V_{Rd} =$	118,9	KN
------------	-------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	57,45	KN
------------	-------	----

**verificato**

$V_{Rd} =$	118,9	KN
------------	-------	----

Verifica dell'armatura trasversale minima

$$1) \quad A_{st} \geq 1,5 \cdot b \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad 1,5 \cdot b = 300 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 785 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

**verificato**

$$2) \quad s \leq 333 \text{ mm} \quad (\text{minimo tre staffe al metro})$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

**verificato**

$$3) \quad s \leq 0,8 \cdot d \quad 0,8 \cdot d = 344 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

**verificato**

## Verifiche allo SLE : deformabilità dell'architrave

Per travi di luce inferiore a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola soddisfatta se risulta:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

dove:  $\lambda = L/H$  snellezza = rapporto tra luce della trave e altezza della sezione

$$\lambda_{lim} = K \cdot (11 + 0,0015 \cdot f_{ck} / (\rho + \rho')) \cdot (500 / f_{yk}) \cdot (A_{s,eff} / A_{s,calc}) \quad \text{snellezza limite}$$

$$\rho = 0,002 \quad \text{rapporto di armatura tesa} = A_s / (B \cdot H)$$

$$\rho' = 0,002 \quad \text{rapporto di armatura compressa} = A'_s / (B \cdot H)$$

$$K = 1 \quad \text{coefficiente che dipende dallo schema strutturale (tabella C4.1.I circ. 617 del 2/2/09)}$$

$$A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1 \quad \text{ponendo, a favore di sicurezza: } A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1$$

risulta:  $\lambda = 2,478$

**verificato**

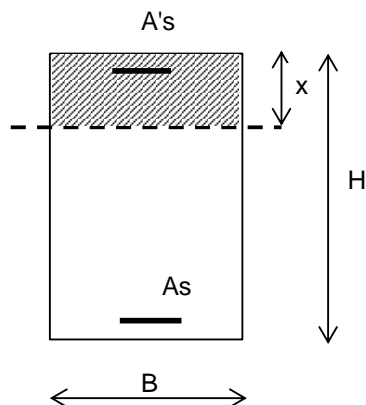
$\lambda_{lim} = 19,26$

## Verifiche allo SLE : tensioni di esercizio

$$n = 15 \quad \text{coefficiente di omogeneizzazione}$$

$$x = 95,53 \text{ mm} \quad \text{posizione asse neutro}$$

$$I_b = 45227 \text{ cm}^4 \quad \text{momento d'inerzia rispetto all'asse neutro}$$



deve risultare:

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

$$\sigma_c < 12,5 \text{ N/mm}^2$$

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$$\sigma_s < 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 2,316 \text{ N/mm}^2$$

**verificato**

$$\sigma_s = 121,6 \text{ N/mm}^2$$

**verificato**

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

$$\sigma_c < 9,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 2,255 \text{ N/mm}^2$$

**verificato**

### 1.1.2 Portale in c.a. - FINESTRA 3

PIANO: PRIMO

PARETE N° 4

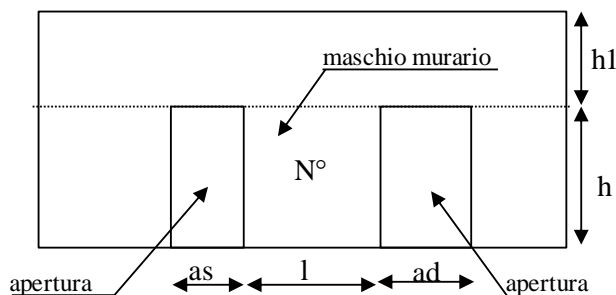
STATO ATTUALE

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 5

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,62	2,34	4	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,31
2	0,62	0,62	2,34	0,7	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,32
3	0,62	0,62	2,34	0,7	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,32
4	0,7	2	2,34	1,2	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,55
5	2	0	2,34	1,06	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,06

Simbologia



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$   
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
 circolare 617/2019

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8.5.I circ. 2019

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	intonaco armato	
										sp	γ
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s							cm	KN/m <sup>3</sup>
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

RACC= ristilatura armata con connessione dei paramenti

MCC=massimo coefficiente correttivo

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

**Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8.5.I - circ. 2019)**

riduzione percentuale moduli elastici			50	%	valori delle resistenze			2	1 minimo 2 medio 3 massimo
---------------------------------------	--	--	----	---	-------------------------	--	--	---	----------------------------------

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	345	9	750	250	18	69,01
2	7	345	9	750	250	18	104,98
3	7	345	9	750	250	18	104,98
4	7	345	9	750	250	18	115,63
5	7	345	9	750	250	18	107,55

**Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8.5.II circ. 2019)**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2

**Coefficienti correttivi da usare nel calcolo**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54

**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009**

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	81,25
2	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	126,40
3	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	126,40
4	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	115,63
5	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	107,55

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

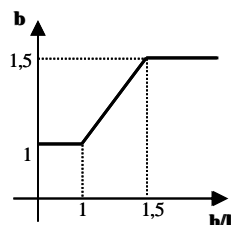
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

**Individuazione del coefficiente "b"**

N°	h/l	b
1	0,585	1,000
2	3,3429	1,500
3	3,3429	1,500
4	1,95	1,500
5	2,2075	1,500



### Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	385,64	0,25	4	2,34	1	1157	125412,5
2	385,64	0,25	0,7	2,34	0,175	1157	5856,0
3	385,64	0,25	0,7	2,34	0,175	1157	5856,0
4	385,64	0,25	1,2	2,34	0,3	1157	20036,6
5	385,64	0,25	1,06	2,34	0,265	1157	15462,4
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>172623,5</b>

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo:	
1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa	2
2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	13,88	532	81,25	245,53	136,39	136,39	1,088	pressoflessione	3	13,98	14,04
2	13,88	532	126,40	30,80	6,43	6,43	1,098	pressoflessione	3	13,98	14,04
3	13,88	532	126,40	30,80	6,43	6,43	1,098	pressoflessione	3	13,98	14,04
4	13,88	532	115,63	51,94	17,34	17,34	0,865	pressoflessione	3	13,98	14,04
5	13,88	532	107,55	45,30	12,60	12,60	0,815	pressoflessione	3	13,98	14,04

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>13,98</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	198,54
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	28,79
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 5	KN	
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>526,67</b>

*Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento ammesso della normativa per ogni singolo maschio murario*

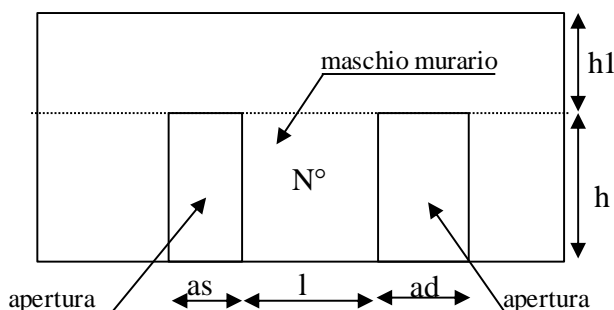
STATO MODIFICATO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 6

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	2	2,34	1,06	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,06
2	2	0,62	2,34	1	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,31
3	0,62	0,62	2,34	0,7	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,32
4	0,62	0,62	2,34	0,7	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,32
5	0,62	2	2,34	1,2	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,51
6	2	0	2,34	1,06	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,06

Simbologia



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$   
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
 circolare 617/2019

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8.5.I circ. 2019

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	intonaco armato	
										sp cm	γ KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								

s = presenza della caratteristica  
 MB= malta buona  
 RL= ricorsi o listature  
 CT= connessione trasversale  
 IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato  
 RACC= ristilatura armata con connessione dei paramenti  
 MCC=massimo coefficiente correttivo  
 sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato  
 γ = peso specifico intonaco armato

**Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2019)**

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	2	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	345	9	750	250	18	107,55
2	7	345	9	750	250	18	123,87
3	7	345	9	750	250	18	104,98
4	7	345	9	1500	500	18	104,98
5	7	345	9	1500	500	18	114,15
6	7	345	9	1500	500	18	107,55

**Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8.5.II circ. 2019)**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2

**Coefficienti correttivi da usare nel calcolo**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1	1	1	1	1	1	1	1

**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2019**

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	129,62
2	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	150,10
3	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	126,40
4	7	532	13,88	2313,81	771,27	18,00	126,40
5	7	532	13,88	2313,81	771,27	18,00	137,90
6	7	345	9,00	1500,00	500,00	18,00	129,62

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

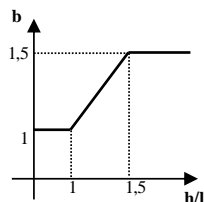
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	2,21	1,500
2	2,34	1,500
3	3,34	1,500
4	3,343	1,500
5	1,95	1,500
6	2,208	1,500



### Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	386	0,25	1,06	2,34	0,265	1157	15462,4
2	386	0,25	1	2,34	0,25	1157	13619,0
3	386	0,25	0,7	2,34	0,175	1157	5856,0
4	771	0,25	0,7	2,34	0,175	2314	11712,0
5	771	0,25	1,2	2,34	0,3	2314	40073,3
6	500	0,25	1,06	2,34	0,265	1500	20048,0
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>106770,7</b>

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	---

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	13,88	532	129,62	46,86	15,11	15,11	0,977	pressoflessione	3	2,93	14,04
2	13,88	532	150,10	45,53	15,50	15,50	1,138	pressoflessione	3	3,42	14,04
3	13,88	532	126,40	30,80	6,43	6,43	1,098	pressoflessione	3	3,30	14,04
4	13,88	532	126,40	30,80	6,43	6,43	0,549	pressoflessione	3	1,65	14,04
5	13,88	532	137,90	53,70	20,57	20,57	0,513	pressoflessione	3	1,54	14,04
6	9,00	345	129,62	33,39	14,87	14,87	0,742	pressoflessione	3	2,23	14,04

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	1,54
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	15,11
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	15,50
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	6,43
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	6,43
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 5	KN	20,57
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 6	KN	14,87
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	<b>78,92</b>

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

VERIFICHE
-----------

**a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	172623,5261
$K_{fin}$ (KN/m)	106770,7

variazione percentuale:	<b>-38</b> %
-------------------------	--------------

*La verifica NON è soddisfatta; occorre pertanto un intervento di rinforzo*

**b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{t,in}$ (KN)	526,67
$V_{t,fin}$ (KN)	78,92

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u,in}$ (mm)	13,98
$\delta_{u,fin}$ (mm)	1,54

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

#### Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>N</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>

PARERE VERIFICATA	<b>NO</b>
-------------------	-----------

Risulta pertanto necessaria l'installazione di un telaio in c.a. di rinforzo.

## DIMENSIONAMENTO DEI TELAI

2 Calcestruzzo armato

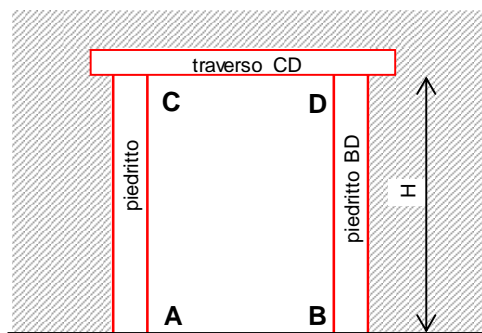
$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd} =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	32588	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$

### TELAI IN CALCESTRUZZO ARMATO

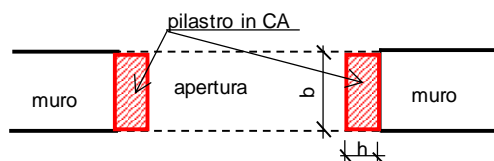
Numero di telai da inserire nella parete 1

Il telaio è formato da due piedritti o pilastri, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Il pilastro, di sezione rettangolare  $b \times h$ , dove normalmente  $b$  (base) corrisponde allo spessore del muro (ma può anche essere diverso) e  $h$  (altezza) è variabile.

prospetto



pianta



$H_{telaio}$ (cm)	140	(Altezza media dei telai)
$K_{ric}$ (KN/m)	0	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,piedr}$ (cm <sup>4</sup> )	0	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)
$\alpha =$	0,25	(Coeff. moltiplicativo della quantità $f_{cd} \cdot B \cdot d^2 \rightarrow M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2$ )

nome	sezione		H (cm)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$J_x$ (cm <sup>4</sup> )	$K_T$ (KN/m)	$M_{Rd}$ (KNcm)	d (mm)	$F_T$ (KN)	$F_u$ (KN)
	b(cm)	h(cm)								
TC1	20	25	140	2083	26042	74225,8	3983,72	1,53	113,82	113,82
TOTALI						74225,8			113,82	113,82

Legenda:

<i>tipo piedritto:</i>	numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)
<i>H:</i>	altezza del piedritto in cm
<i><math>W_x</math> piedritto:</i>	modulo di resistenza elastico del singolo piedritto
<i><math>J_x</math> piedritto:</i>	momento d'inerzia del singolo piedritto
<i><math>K_T</math>:</i>	rigidezza del telaio
<i><math>M_{el} / M_{Rd}</math>:</i>	momento al limite elastico del piedritto in acciaio / momento resistente piedritto in c.a.
<i>d:</i>	spostamento in sommità al limite elastico del piedritto
<i><math>F_T</math>:</i>	contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete
<i><math>F_u</math>:</i>	taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

VERIFICHE
-----------

**a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	172623,53
$K_{fin}$ (KN/m)	180996,57

variazione percentuale:	<b>4,85</b> %
-------------------------	---------------

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{t,in}$ (KN)	526,67
$V_{t,fin}$ (KN)	192,74

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u, in}$ (mm)	13,980
$\delta_{u, fin}$ (mm)	1,540

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**Riepilogo delle verifiche**

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>

PARERE VERIFICATA	<b>SI</b>
-------------------	-----------

# VERIFICA DEI TELAI IN CALCESTRUZZO ARMATO

**TELAIO N. 1**

luce telaio l	2	m
altezza telaio h	1,4	m

Acciaio per C.A.: B450C

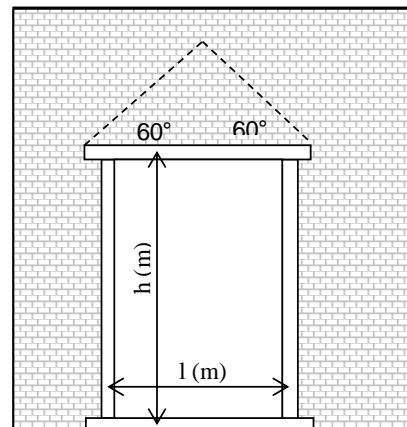
$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	2E+05	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	31447	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$
$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$
$f_{ctm} =$	2,56	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$

	B (m)*	H(m)
traverso	0,25	0,45
pieditto	0,25	0,4

\*la base della sezione  
corrisponde allo spessore del muro



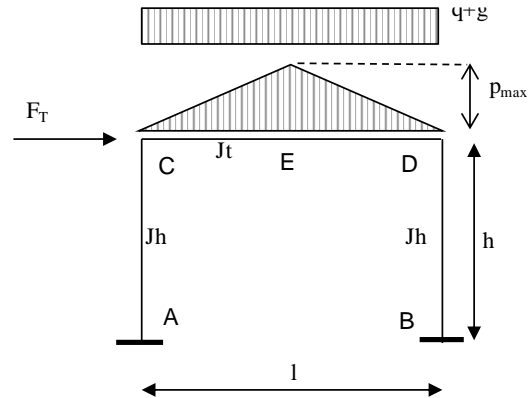
Analisi dei carichi agenti sul telaio

	carichi permanenti				carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	6	0	12	12	0,5	0,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
36	1,5

	spessore	massa vol.	$p_{max}$ (KN/m)
	(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	
muro sovrastante	0,25	18	7,78

Schema statico:



Totale carichi permanenti  $g = 42,70$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_G = 1$

Totale carichi variabili  $q = 1,5$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_Q = 1$

coeff. di combinazione  $\psi_{21} = 0,3$

Combinazione di carico  $(g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}) = 43,15$  KN/m

**Traverso**  
b (cm) 25

h (cm) 45

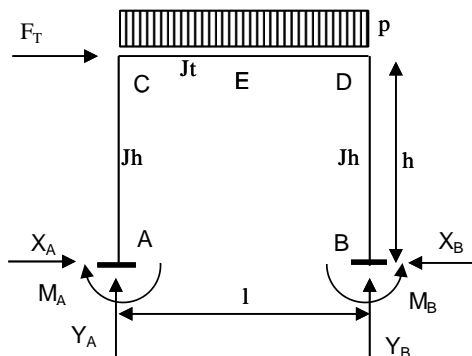
$J_t = 189843,75$  cm<sup>4</sup>  
 $J_h = 133333,33$  cm<sup>4</sup>

**Piedritto**  
b (cm) 25

h (cm) 40

p (KN/m)	43,15
$F_T$ (KN)	113,00
l (m)	2
h (m)	1,4
$J_t$ (cm <sup>4</sup> )	189844
$J_h$ (cm <sup>4</sup> )	133333

$K = 0,9967$   
 $K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a $F_T$	sovrapp.	
$X_A$	10,286	-56,500	-46,214	KN
$Y_A$	43,155	-33,884	9,271	KN
$M_A$	4,800	-45,22	-40,42	KNm
$X_B$	10,286	56,500	66,786	KN
$Y_B$	43,155	33,884	77,039	KN
$M_B$	4,800	45,216	50,016	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
$M_{Ed}$ (KNm)	-40,42	24,28	24,28	-43,48	11,98	50,02	-43,48
$V_{Ed}$ (KN)	46,21	46,21	9,27	-77,04	-33,88	66,79	66,79
$N_{Ed}$ (KN)	-9,27	-9,27	-66,79	-66,79	-66,79	-77,04	-77,04

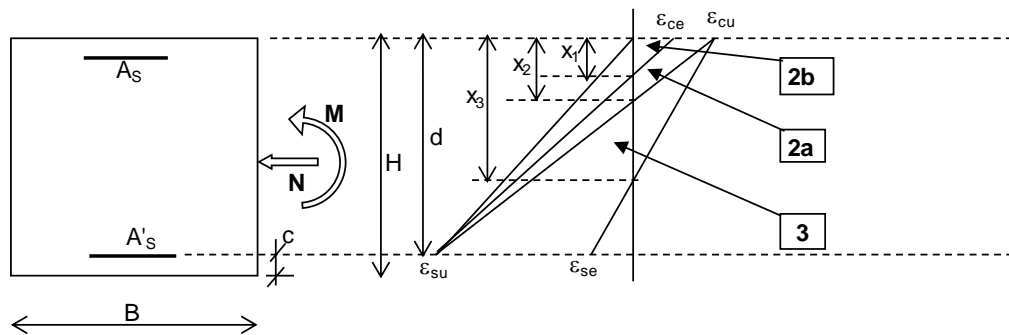
## VERIFICA TRAVERSO

Sollecitazioni

$N_{Ed} =$	66,79	KN
------------	-------	----

$M_{Ed} =$	43,48	KNm
------------	-------	-----

$V_{Ed} =$	77,04	KN
------------	-------	----



cls	$\epsilon_{cu} (\%)$	3,5
-----	----------------------	-----

acciaio	$\epsilon_{su} (\%)$	10
---------	----------------------	----

H (mm) =	450	altezza
----------	-----	---------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	420	altezza utile
----------	-----	---------------

$\epsilon_{ce} (\%) =$	2
------------------------	---

$\epsilon_{se} (\%) =$	1,86
------------------------	------

B (mm) =	250	base
----------	-----	------

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
------------	------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

$A_s =$	2	$\Phi$	14
---------	---	--------	----

$A_s =$	307,8	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_{s'} =$	2	$\Phi$	14
------------	---	--------	----

$A_{s'} =$	307,8	mm <sup>2</sup>
------------	-------	-----------------

Verifica dell'armatura longitudinale minima

$\mu =$	1	$A_{s'}/A_s$
---------	---	--------------

1) $A_s \geq 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$	$0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d =$	155,19	mm <sup>2</sup>
---	---	--------	-----------------

**verificato**

2) $A_s \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$	$0,0013 \cdot b \cdot d =$	136,5	mm <sup>2</sup>
--------------------------------------	----------------------------	-------	-----------------

**verificato**

3) $A_s \leq 0,04 \cdot A_c$	$0,04 \cdot A_c =$	4500	mm <sup>2</sup>
------------------------------	--------------------	------	-----------------

**verificato**

4) Armatura minima all'appoggio	$A_{s,min,app} =$	196,88	mm <sup>2</sup>
---------------------------------	-------------------	--------	-----------------

**verificato**

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

### Verifica a pressoflessione

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 2822  
b= 2018849,832  
c= 98027929,49

x' (mm) = 663,0033609  
x'' (mm) = 52,39346129

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 14110  
b= 833609,8321  
c= -98027929,49

x (mm) = 58,891

x/d = 1,57858  
x/d = 0,12475

ipotesi di rottura: campo 3

a= 2822  
b= -39003,16789  
c= 6786990

x' (mm) = 42,62  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 2822  
b= 279890,1244  
c= -95017860

x (mm) = 140,49

x/d = 0,10146

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) = 58,89	x/d = 0,140	$\sigma_c = 11,51$ N/mm <sup>2</sup>
----------------	-------------	--------------------------------------

$\varepsilon_s^* = 0,800$ ‰
-----------------------------

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	N <sub>Rd</sub> KN	N <sub>Ed</sub> KN
58,891	0,140	2b - attenzione	10	0,80	391,30	168,01	66,79	66,79

M <sub>Rd</sub> = 60,87 KNm
-----------------------------

M <sub>Ed</sub> = 43,48 KNm
-----------------------------

N<sub>Rd</sub> = N<sub>Ed</sub> **verificato**

M<sub>Rd</sub> ≥ M<sub>Ed</sub> **verificato**

## Verifica a taglio

Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	8	mm
----------------------	---	----

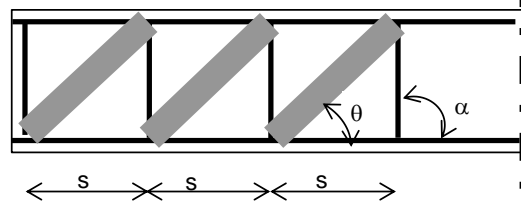
passo delle staffe s =	150	mm
------------------------	-----	----

numero di bracci	2
------------------	---

area di una staffa $A_{sw}$ =	100,6	mm <sup>2</sup>
-------------------------------	-------	-----------------

$\alpha^\circ =$	90
------------------	----

$\theta^\circ =$	45
------------------	----



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} =$	0,594	N/mm <sup>2</sup>	< 0,2f <sub>cd</sub>
-----------------	-------	-------------------	----------------------

$\alpha_c =$	1,042
--------------	-------

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$$V_{Rsd} = 99,2 \text{ KN}$$

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

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 347,4 \text{ KN}$$

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

$$f'_{cd} = \text{resistenza ridotta a compressione del cls} \quad f'_{cd} = f_{cd}/2$$

Resistenza a taglio della trave

$V_{Rd} =$	99,2	KN
------------	------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	77,04	KN
------------	-------	----

**verificato**

$V_{Rd} =$	99,2	KN
------------	------	----

Verifica dell'armatura trasversale minima

$$1) \quad A_{st} \geq 1,5 \cdot b \text{ (mm}^2\text{/m)} \quad 1,5 \cdot b = 375 \text{ mm}^2\text{/m}$$

$$A_{st} = 670,7 \text{ mm}^2\text{/m}$$

**verificato**

$$2) \quad s \leq 333 \text{ mm} \quad (\text{minimo tre staffe al metro})$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

**verificato**

$$3) \quad s \leq 0,8 \cdot d \quad 0,8 \cdot d = 336 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

**verificato**

## VERIFICA PIEDRITTI

Sollecitazioni piedritto "BD"

$N_{Ed} =$	77,04	KN	compressione
------------	-------	----	--------------

$M_{Ed} =$	50,02	KNm
------------	-------	-----

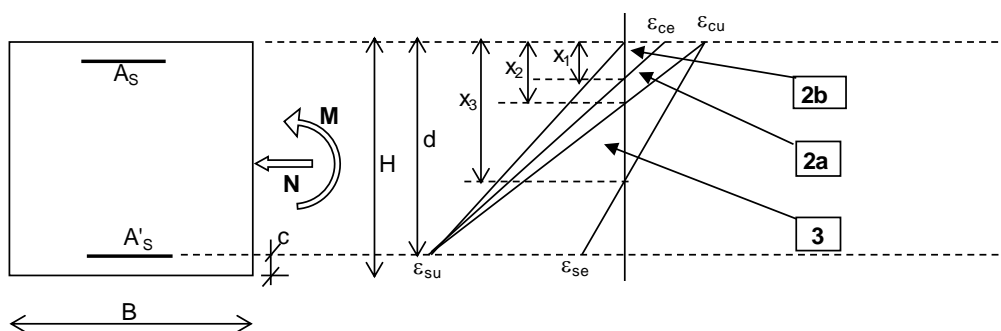
$V_{Ed} =$	66,79	KN
------------	-------	----

Sollecitazioni piedritto "AC"

$N_{Ed} =$	9,27	KN	compressione
------------	------	----	--------------

$M_{Ed} =$	40,42	KNm
------------	-------	-----

$V_{Ed} =$	46,21	KN
------------	-------	----



cls	$\epsilon_{cu} (\text{‰})$	3,5
-----	----------------------------	-----

acciaio	$\epsilon_{su} (\text{‰})$	10
---------	----------------------------	----

H (mm) =	400	altezza
----------	-----	---------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	370	altezza utile
----------	-----	---------------

$\epsilon_{ce} (\text{‰}) =$	2
------------------------------	---

$\epsilon_{se} (\text{‰}) =$	1,86
------------------------------	------

B (mm) =	250	base
----------	-----	------

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
------------	------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

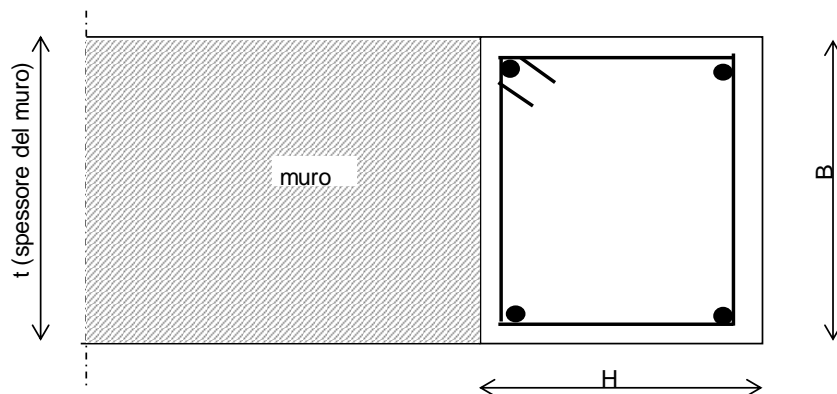
$A_s =$	2	$\Phi$	14
---------	---	--------	----

$A_s =$	307,8	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_{s'} =$	2	$\Phi$	14
------------	---	--------	----

$A_{s'} =$	307,8	mm <sup>2</sup>
------------	-------	-----------------



Verifica dell'armatura longitudinale minima

1)	$(A_s + A'_s) \geq 0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$	$0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd} =$	19,69	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
2)	$(A_s + A'_s) \geq 0,003 \cdot A_c$	$0,003 \cdot A_c =$	300	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
3)	$(A_s + A'_s) \leq 0,04 \cdot A_c$	$0,04 \cdot A_c =$	4000	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
4)	$\phi \geq 12 \text{ mm}$	diametro tondino	14	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
		$n_B =$	2	numero di barre lungo il lato B	
		$n_H =$	3	numero di barre lungo il lato H	
5)	$I_{bl} \leq 300 \text{ mm}$	$I_{bl} \text{ (dir. B)} =$	176,00	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
		$I_{bl} \text{ (dir. H)} =$	163,00	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
$I_{bl}$ = Interasse barre longitudinali $\leq 300 \text{ mm}$ (direzione lato B e direzione lato H)					

Verifica a pressoflessione piedritto "BD"

ipotesi di rottura: campo 2a			ipotesi di rottura: campo 2b		
a=	2822		a=	14110	
b=	2E+06		b=	843862	x (mm) = 56,393
c=	9E+07		c=	-9E+07	
x' (mm) =	615,8		x/d =	1,6644	
x" (mm) =	53,2		x/d =	0,14379	
ipotesi di rottura: campo 3			ipotesi di rottura: campo 4		
a=	2822		a=	2822	
b=	-28751		b=	269638	x (mm) = 130,96
c=	7E+06		c=	-8E+07	
x' (mm) =	44,21		x/d =	0,11949	
x" (mm) =	valore negativo - non accettabile				

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	56,39	x/d =	0,152	$\sigma_c =$	12,69	N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_s^* =$	0,842	‰
----------	-------	-------	-------	--------------	-------	-------------------	---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	po di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{Rd}$ KN	$N_{Ed}$ KN
56,393	0,152	- attenzione	10	0,84	391,30	176,73	77,04	77,04

$M_{Rd} =$	55,11	KNm
------------	-------	-----

$M_{Ed} =$	50,02	KNm
------------	-------	-----

$$N_{Rd} = N_{Ed}$$

**verificato**

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

**verificato**

Verifica a pressoflessione piedritto "AC"

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 2822  
b= 1820234,475  
c= 67385755,62

x' (mm) = 605,5849188  
x'' (mm) = 39,43084118

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 14110  
b= 776094,4746  
c= -67385755,62

x (mm) = 46,876

x/d = 1,63672  
x/d = 0,10657

ipotesi di rottura: campo 3

a= 2822  
b= -96518,52536  
c= 6786990

x' (mm) = 34,84  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 2822  
b= 337405,4819  
c= -83706210

x (mm) = 122,53

x/d = 0,09415

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	46,88	x/d =	0,127	$\sigma_c =$	10,23	N/mm <sup>2</sup>
----------	-------	-------	-------	--------------	-------	-------------------

$\varepsilon_s^* =$	0,522	‰
---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{Rd}$ KN	$N_{Ed}$ KN
46,876	0,127	2b - attenzione	10	0,52	391,30	109,68	9,27	9,27

$M_{Rd} =$	43,61	KNm
------------	-------	-----

$M_{Ed} =$	40,42	KNm
------------	-------	-----

$N_{Rd} = N_{Ed}$  **verificato**

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

## Verifica a taglio

Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino 8 mm

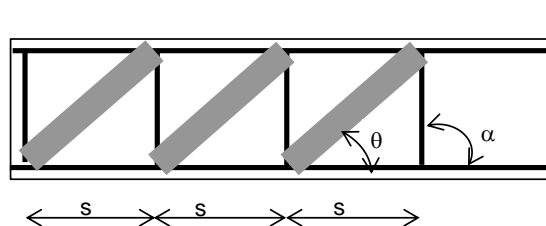
passo delle staffe  $s = 150$  mm

numero di bracci 2

area di una staffa  $A_{sw} = 100,6$  mm<sup>2</sup>

$\alpha^\circ = 90$

$\theta^\circ = 45$



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} = 0,77$  N/mm<sup>2</sup> < 0,2 $f_{cd}$

$\alpha_c = 1,055$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$V_{Rsd} = 87,39$  KN

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

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$V_{Rcd} = 309,7$  KN

$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$

$f'_{cd}$  = resistenza ridotta a compressione del cls  $f'_{cd} = f_{cd}/2$

Resistenza a taglio del pilastro

$V_{Rd} = 87,39$  KN

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} = 66,79$  KN

$V_{Rd} = 87,39$  KN

**verificato**

Verifica dell'armatura trasversale minima

1)  $A_{st} \geq 1,5 \cdot b$  (mm<sup>2</sup>/m)  $1,5 \cdot b = 375$  mm<sup>2</sup>/m

$A_{st} = 670,7$  mm<sup>2</sup>/m

**verificato**

2)  $s \leq 12 \cdot \phi$   $s_{max} = 250$  mm

$s \leq 168$  mm

$s = 150$  mm

**verificato**

3)  $\phi_{st} \geq 6$  mm  $\phi_{st} \geq 0,25 \cdot \phi$

$\phi_{st} \geq 6$  mm

$\phi_{st} = 8$  mm

**verificato**

### Verifiche allo SLE : deformabilità del traverso

Per travi di luce inferiore a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola soddisfatta se risulta:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

dove:  $\lambda = L/H$  snellezza = rapporto tra luce della trave e altezza della sezione

$$\lambda_{lim} = K \cdot (1 + 0,0015 \cdot f_{ck} / (\rho + \rho') \cdot (500 / f_{yk}) \cdot (A_{s,eff} / A_{s,calc})) \quad \text{snellezza limite}$$

$$\rho = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura tesa} = A_s / (B \cdot H)$$

$$\rho' = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura compressa} = A'_s / (B \cdot H)$$

$$K = 1 \quad \text{coefficiente che dipende dallo schema strutturale (tabella C4.1.I circ. 617 del 2/2/09)}$$

$$A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1 \quad \text{ponendo, a favore di sicurezza: } A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1$$

risulta:

$$\lambda = 4,444$$

**verificato**

$$\lambda_{lim} = 19,81$$

### Verifiche allo SLE : tensioni di esercizio

1	Combinazione caratteristica (rara) (g + q) =	44,20	KN/m
2	Combinazione quasi permanente (g + qxΨ <sub>21</sub> ) =	43,15	KN/m

	comb. 1		comb. 2	
	M(KNm)	N (KN)	M(KNm)	N (KN)
sollecitazioni nel traverso	12,27	13,14	11,98	12,83
sollecitazioni nel piedritto	9,83	44,20	9,60	44,20

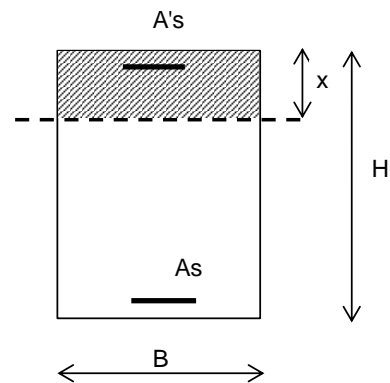
Le sollecitazioni in fase di esercizio sono piuttosto modeste

Per semplificare, si considera il traverso semplicemente appoggiato trascurando quindi lo sforzo normale mentre sul piedritto si considera solo il carico assiale, trascurando quindi l'azione flettente

	comb. 1		comb. 2	
	M(KNm)	N (KN)	M(KNm)	N (KN)
sollecitazioni nel traverso	22,10	0,00	21,58	0,00
sollecitazioni nel piedritto	0,00	44,20	0,00	44,20

### Verifica del traverso

n =	15	coefficiente di omogeneizzazione
x =	97,17 mm	posizione asse neutro
I <sub>b</sub> =	57847 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia rispetto all'asse neutro



deve risultare:

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

$\sigma_c <$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-------	-------------------

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$\sigma_s <$	360	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-----	-------------------

$\sigma_c =$	2,061	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

$\sigma_s =$	185	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-----	-------------------	-------------------

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

$\sigma_c <$	11,205	N/mm <sup>2</sup>
--------------	--------	-------------------

$\sigma_c =$	2,012	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

### Verifica del piedritto

deve risultare:

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

$\sigma_c <$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-------	-------------------

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$\sigma_s <$	360	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-----	-------------------

$\sigma_c =$	0,442	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

$\sigma_s =$	6,631	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

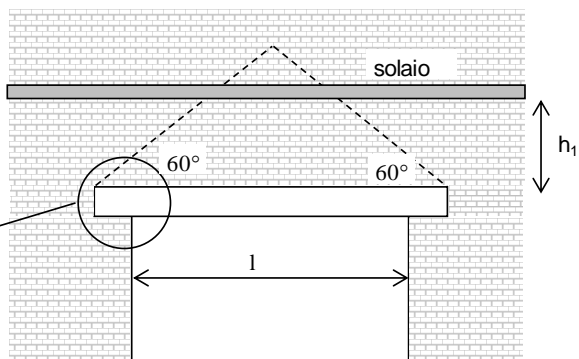
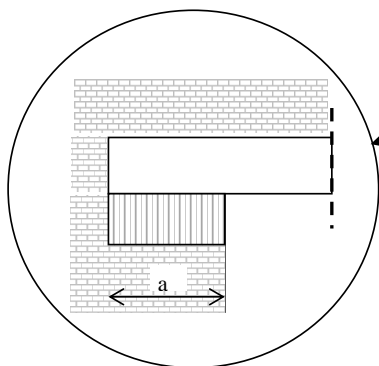
$\sigma_c <$	11,205	N/mm <sup>2</sup>
--------------	--------	-------------------

$\sigma_c =$	0,442	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

# VERIFICA ARCHITRAVE IN CALCESTRUZZO ARMATO

B = 20 cm base della sezione

H = 46 cm altezza della sezione



quota solaio rispetto architrave  $h_1 = 18$  cm

luce architrave "l" 0,94 m

lunghezza di appoggio a = 20 cm

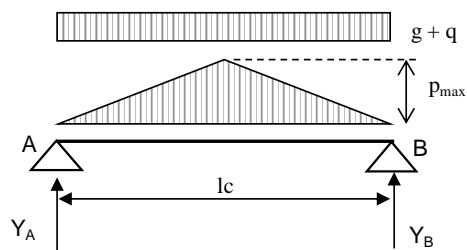
luce di calcolo "lc" 1,14 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	6	6	12	12	0,5	0,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
60,83	2,53

	spessore	massa vol.	$p_{max}$ (KN/m)
	(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	
muro sovrastante	0,25	18	3,66

Schema statico:



Peso proprio architrave 2,3 KN/m

coeff. di combinazione  $\Psi_{21} = 0,3$

Peso perm. strutturale  $g_1 = 2,300$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_{G1} = 1,3$

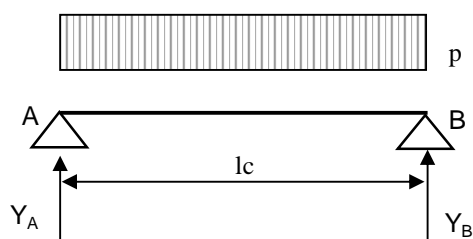
Peso perm. non strutturale  $g_2 = 62,661$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_{G2} = 1,5$

Carico variabile  $q = 2,535$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_Q = 1,5$

1	Combinazione fondamentale ( $g_1 \times \gamma_{G1} + g_2 \times \gamma_{G2} + q \times \gamma_Q$ ) =	100,78	KN/m
2	Combinazione caratteristica (rara) ( $g_1 + g_2 + q$ ) =	67,50	KN/m
3	Combinazione quasi permanente ( $g_1 + g_2 + q \times \Psi_{21}$ ) =	65,72	KN/m



	comb. 1	comb. 2	comb. 3
p (KN/m)	100,78	67,50	65,72
luce di calcolo "lc" (m)	1,14	1,14	1,14
YA (KN)	57,45	38,47	37,46
YB (KN)	57,45	38,47	37,46

## Materiali

Acciaio per C.A.:	B450C
-------------------	-------

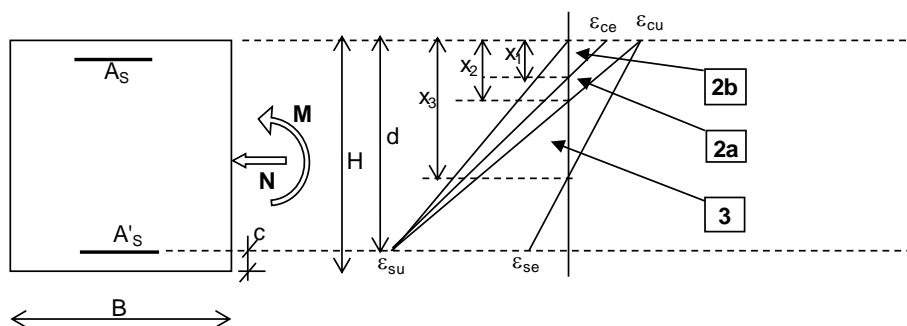
$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
E =	2E+05	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

Calcestruzzo
--------------

$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{cd} =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
E =	30200	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$
$f_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$
$f_{ctm} =$	2,27	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$

## Sollecitazioni

	comb. 1	comb. 2	comb. 3
$N_{Ed}$ (KN) =	0	0	0
$M_{Ed}$ (KNm) =	16,37	10,96	10,68
$V_{Ed}$ (KN) =	57,45	38,47	37,46



cls	$\epsilon_{cu}$ (‰)	3,5
-----	---------------------	-----

$\epsilon_{ce}$ (‰) =	2
-----------------------	---

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

acciaio	$\epsilon_{su}$ (‰)	10
---------	---------------------	----

$\epsilon_{se}$ (‰) =	1,86
-----------------------	------

H (mm) =	460	altezza
----------	-----	---------

B (mm) =	200	base
----------	-----	------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	430	altezza utile
----------	-----	---------------

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	2E+05	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

$A_s =$	2	$\Phi$	14
---------	---	--------	----

$A_s =$	307,8	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_s' =$	2	$\Phi$	14
----------	---	--------	----

$A_s' =$	307,8	mm <sup>2</sup>
----------	-------	-----------------

$\mu =$	1	( $A_s'/A_s$ )
---------	---	----------------

## Verifica dell'armatura longitudinale minima

- 1)  $A_s \geq 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$   $0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d = 112,56 \text{ mm}^2$  **verificato**
- 2)  $A_s \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$   $0,0013 \cdot b \cdot d = 111,8 \text{ mm}^2$  **verificato**
- 3)  $A_s \leq 0,04 \cdot A_c$   $0,04 \cdot A_c = 3680 \text{ mm}^2$  **verificato**
- 4) Armatura minima all'appoggio  $A_{s,min,app} = 146,81 \text{ mm}^2$  **verificato**

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

### Verifica a flessione

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 1881,333333  
b= 1575796,812  
c= 71182095,65

x' (mm) = 789,6828711  
x'' (mm) = 47,91288274

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 9406,666667  
b= 766823,4783  
c= -71182095,65

x/d = 1,836  
x/d = 0,111

x(mm)= 55,306

ipotesi di rottura: campo 3

a= 1881,333333  
b= -105789,5217  
c= 6786990

x' (mm) = 38,2  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 1881,333333  
b= 346676,4783  
c= -97280190

x/d = 0,089

x(mm)= 153,22

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	55,31	x/d = 0,129	$\sigma_c =$	8,68	N/mm <sup>2</sup>
----------	-------	-------------	--------------	------	-------------------

$\varepsilon_s^* =$	0,675	‰
---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )
55,306	0,129	2b - attenzione	10	0,68	391,30	141,83

$M_{Rd} =$	48,78	KNm
------------	-------	-----

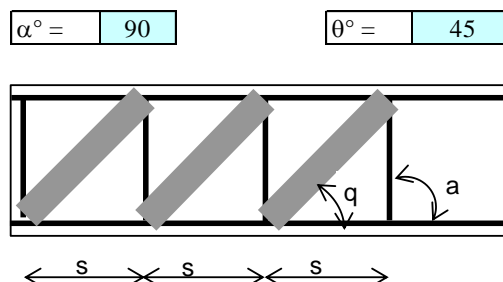
$M_{Ed} =$	16,37	KNm
------------	-------	-----

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

## Verifica a taglio

Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	10	mm
passo delle staffe $s =$	200	mm
numero di bracci	2	
area di una staffa $A_{sw} =$	157	mm <sup>2</sup>



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave  
 $\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} =$	0	N/mm <sup>2</sup>	$< 0,2f_{cd}$
-----------------	---	-------------------	---------------

$\alpha_c =$	1
--------------	---

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$$V_{Rsd} = 118,9 \text{ KN} \quad V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 227,5 \text{ KN} \quad V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$f'_{cd}$  = resistenza ridotta a compressione del cls  $f'_{cd} = f_{cd}/2$

Resistenza a taglio della trave

$V_{Rd} =$	118,9	KN
------------	-------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	57,45	KN
------------	-------	----

**verificato**

$V_{Rd} =$	118,9	KN
------------	-------	----

Verifica dell'armatura trasversale minima

1)  $A_{st} \geq 1,5 \cdot b \text{ (mm}^2\text{/m)}$   $1,5 \cdot b = 300 \text{ mm}^2\text{/m}$

$A_{st} = 785 \text{ mm}^2\text{/m}$  **verificato**

2)  $s \leq 333 \text{ mm}$  (minimo tre staffe al metro)

$s = 200 \text{ mm}$  **verificato**

3)  $s \leq 0,8 \cdot d$   $0,8 \cdot d = 344 \text{ mm}$

$s = 200 \text{ mm}$  **verificato**

## Verifiche allo SLE : deformabilità dell'architrave

Per travi di luce inferiore a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola soddisfatta se risulta:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

dove:  $\lambda = L/H$  snellezza = rapporto tra luce della trave e altezza della sezione

$$\lambda_{lim} = K \cdot (11 + 0,0015 \cdot f_{ck} / (\rho + \rho')) \cdot (500 / f_{yk}) \cdot (A_{s,eff} / A_{s,calc}) \quad \text{snellezza limite}$$

$$\rho = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura tesa} = A_s / (B \cdot H)$$

$$\rho' = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura compressa} = A'_s / (B \cdot H)$$

$$K = 1 \quad \text{coefficiente che dipende dallo schema strutturale (tabella C4.1.I circ. 617 del 2/2/09)}$$

$$A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1 \quad \text{ponendo, a favore di sicurezza: } A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1$$

risulta:  $\lambda = 2,478$

**verificato**

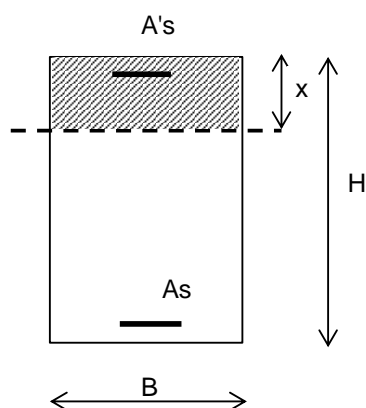
$\lambda_{lim} = 17,39$

## Verifiche allo SLE : tensioni di esercizio

$$n = 15 \quad \text{coefficiente di omogeneizzazione}$$

$$x = 106,70 \text{ mm} \quad \text{posizione asse neutro}$$

$$I_b = 59073 \text{ cm}^4 \quad \text{momento d'inerzia rispetto all'asse neutro}$$



deve risultare:

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

$$\sigma_c < 12,5 \text{ N/mm}^2$$

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$$\sigma_s < 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 1,981 \text{ N/mm}^2$$

**verificato**

$$\sigma_s = 90,01 \text{ N/mm}^2$$

**verificato**

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

$$\sigma_c < 9,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 1,928 \text{ N/mm}^2$$

**verificato**

### 1.1.3 Portale in c.a. - FINESTRA 1-2

PIANO: TERRA

PARETE N° 1

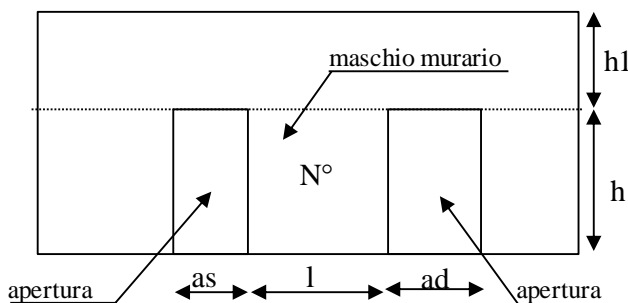
STATO ATTUALE

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 4

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>l</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	2	2,78	1,8	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,80
2	2	2	2,78	2,1	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,10
3	2	2	2,78	2,95	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,95
4	2	0	2,78	2,48	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3,48

Simbologia



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h<sub>l</sub> = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$   
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
 circolare 617/2019

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8.5.I circ. 2019

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	sp	intonaco armato
											γ
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								

s = presenza della caratteristica  
 MB= malta buona  
 RL= ricorsi o listature  
 CT= connessione trasversale  
 IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato  
 RACC= ristilatura armata con connessione dei paramenti  
 MCC=massimo coefficiente correttivo  
 sp= spessore complessivo sulle due facce dell'intonaco armato  
 γ = peso specifico intonaco armato

### Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8.5.I - circ. 2019)

riduzione percentuale moduli elastici			50	%	valori delle resistenze		2	1 minimo 2 medio 3 massimo
---------------------------------------	--	--	----	---	-------------------------	--	---	----------------------------------

		<b>f<sub>m</sub></b>	<b>τ<sub>o</sub></b>	<b>E</b>	<b>G</b>	<b>w</b>	<b>σ<sub>o</sub></b>
<b>N°</b>	<b>Tipol.</b>	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>
1	7	345	9	750	250	18	94,25
2	7	345	9	750	250	18	111,91
3	7	345	9	750	250	18	99,70
4	7	345	9	750	250	18	87,47

### Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8.5.II circ. 2019)

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2

### Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54

### Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2019

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	128,96
2	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	155,48
3	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	137,14
4	7	532	13,88	1156,91	385,64	18,00	87,47

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

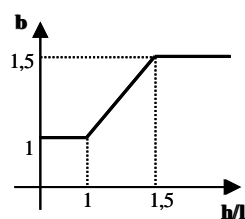
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

### Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	1,5444	1,500
2	1,3238	1,324
3	0,9424	1,000
4	1,121	1,121



### Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	385,64	0,25	1,8	2,78	0,45	1157	31288,1
2	385,64	0,25	2,1	2,78	0,525	1157	40818,6
3	385,64	0,25	2,95	2,78	0,738	1157	68384,2
4	385,64	0,25	2,48	2,78	0,62	1157	53127,0
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>193617,9</b>

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo:	
1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa	2
2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	13,88	532	128,96	79,50	36,50	36,50	1,167	pressoflessione	3	13,98	16,68
2	13,88	532	155,48	109,14	59,54	59,54	1,459	pressoflessione	3	13,98	16,68
3	13,88	532	137,14	197,79	104,07	104,07	1,522	pressoflessione	3	13,98	16,68
4	13,88	532	87,47	137,25	47,44	47,44	0,893	pressoflessione	3	13,98	16,68

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

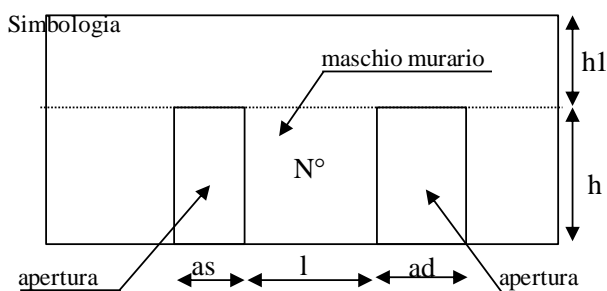
<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>13,98</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	198,54
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	28,79
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	0,00
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>526,67</b>

*Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento ammesso della normativa per ogni singolo maschio*

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI**

**numero di maschi murari** 4

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	2	2,78	1,8	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,80
2	2	2	2,78	2,1	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,10
3	2	2	2,78	2,1	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,10
4	2	0	2,78	3,34	0,67	0,25	7	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,34



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$   
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
 circolare 617/2019

**Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8.5.I circ. 2019**

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	intonaco armato	
										sp cm	γ KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	s								

s = presenza della caratteristica  
 MB= malta buona  
 RL= ricorsi o listature  
 CT= connessione trasversale  
 IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato  
 RACC= ristilatura armata con connessione dei paramenti  
 MCC=massimo coefficiente correttivo  
 sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato  
 γ = peso specifico intonaco armato

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,5	-	1,3	1,2	1,5	1,2	2

#### Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	RL	CT	IML	IA	RACC	MCC	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	7	1,54	1	1	1	1	1	1	1,54

#### Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2019

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	7	532	13,88	115,69	38,56	18,00	128,96
2	7	532	13,88	115,69	38,56	18,00	155,48
3	7	532	13,88	115,69	38,56	18,00	155,48
4	7	532	13,88	2313,81	771,27	18,00	111,85

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

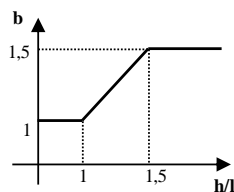
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	1,54	1,500
2	1,32	1,324
3	1,32	1,324
4	0,832	1,000



#### Calcolo rigidità della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	193	0,25	1,8	2,78	0,45	578,4528	15644,0
2	193	0,25	2,1	2,78	0,525	578,4528	20409,3
3	193	0,25	2,1	2,78	0,525	578,4528	20409,3
4	771	0,25	3,34	2,78	0,835	2313,811	161894,0
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>218356,7</b>

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	---

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	13,88	532	128,96	79,50	36,50	36,50	2,333	pressoflessione	3	7,00	16,68
2	13,88	532	155,48	109,14	59,54	59,54	2,917	pressoflessione	3	8,75	16,68
3	13,88	532	155,48	109,14	59,54	59,54	2,917	pressoflessione	3	8,75	16,68
4	13,88	532	111,85	215,58	109,43	109,43	0,676	pressoflessione	3	2,03	16,68

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4% \* h nel caso di rottura a taglio e 0,6% \* h nel caso di rottura per pressoflessione

### Calcolo resistenza della parete

<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>2,03</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	31,72
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	41,39
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	41,39
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	109,43
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>223,92</b>

*Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario*

VERIFICHE
-----------

**a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	193617,9104
$K_{fin}$ (KN/m)	218356,7

variazione percentuale:	<b>12,777</b> %
-------------------------	-----------------

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{t,in}$ (KN)	526,67
$V_{t,fin}$ (KN)	223,92

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u,in}$ (mm)	13,98
$\delta_{u,fin}$ (mm)	2,03

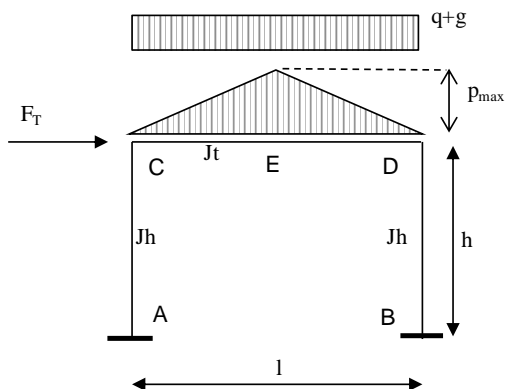
*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**Riepilogo delle verifiche**

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>

PARERE VERIFICATA	<b>S</b>
-------------------	----------

Schema statico:



Totale carichi permanenti  $g = 48,78 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_G = 1$

Totale carichi variabili  $q = 6 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_Q = 1$

coeff. di combinazione  $\psi_{21} = 0,3$

Combinazione di carico  $(g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}) = 50,58 \text{ KN/m}$

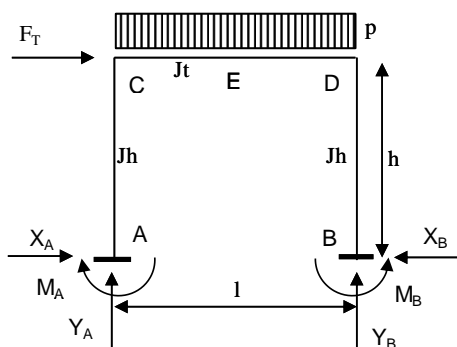
<b>Traverso</b>	b (cm)	25	h (cm)	45
<b>Piedritto</b>	b (cm)	25	h (cm)	20

$J_t =$	189843,75	$\text{cm}^4$
$J_h =$	16666,667	$\text{cm}^4$

p (KN/m)	50,58
$F_T$ (KN)	39,78
l (m)	2,5
h (m)	1,88
$J_t(\text{cm}^4)$	189844
$J_h(\text{cm}^4)$	16667

$$K = 8,5658$$

$$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a $F_T$	sovrapp.	
$X_A$	3,979	-19,890	-15,911	KN
$Y_A$	63,222	-14,672	48,551	KN
$M_A$	2,493	-19,05	-16,56	KNm
$X_B$	3,979	19,890	23,869	KN
$Y_B$	63,222	14,672	77,894	KN
$M_B$	2,493	19,053	21,547	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
$M_{Ed} \text{ (KNm)}$	-16,56	13,35	13,35	-23,33	34,53	21,55	-23,33
$V_{Ed} \text{ (KN)}$	15,91	15,91	48,55	-77,89	-14,67	23,87	23,87
$N_{Ed} \text{ (KN)}$	-48,55	-48,55	-23,87	-23,87	-23,87	-77,89	-77,89

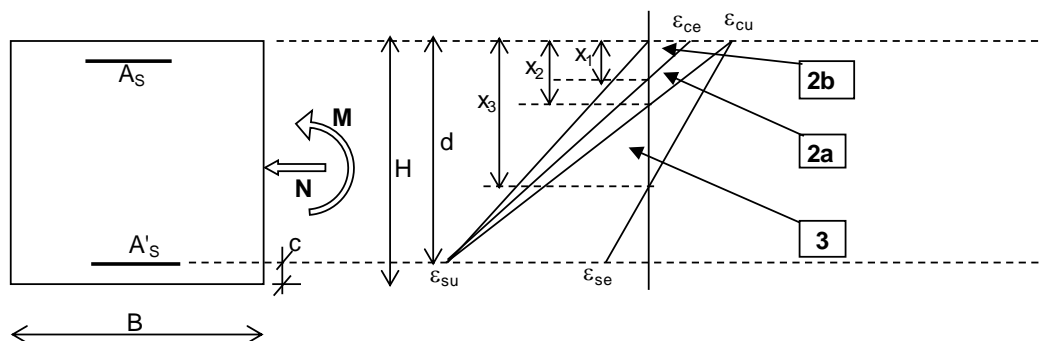
## VERIFICA TRAVERSO

Sollecitazioni

$N_{Ed} =$	23,87	KN
------------	-------	----

$M_{Ed} =$	34,53	KNm
------------	-------	-----

$V_{Ed} =$	77,89	KN
------------	-------	----



cls	$\epsilon_{cu} (\text{‰})$	3,5
-----	----------------------------	-----

acciaio	$\epsilon_{su} (\text{‰})$	10
---------	----------------------------	----

H (mm) =	450	altezza
----------	-----	---------

c (mm) =	30	copriferro
----------	----	------------

d (mm) =	420	altezza utile
----------	-----	---------------

$\epsilon_{ce} (\text{‰}) =$	2
------------------------------	---

$\epsilon_{se} (\text{‰}) =$	1,86
------------------------------	------

B (mm) =	250	base
----------	-----	------

Campi di rottura	
$x_1/d =$	0,167
$x_2/d =$	0,259
$x_3/d =$	0,653

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
------------	------	-------------------

Acciaio

$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
------------	--------	-------------------

$A_s =$	2	$\Phi$	14
---------	---	--------	----

$A_s =$	307,8	mm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

$f_{cd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$A_{s'} =$	2	$\Phi$	14
------------	---	--------	----

$A_{s'} =$	307,8	mm <sup>2</sup>
------------	-------	-----------------

Verifica dell'armatura longitudinale minima

$\mu =$	1	$A_{s'}/A_s$
---------	---	--------------

1)  $A_s \geq 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$

$0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d =$	155,19	mm <sup>2</sup>
---	--------	-----------------

**verificato**

2)  $A_s \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$

$0,0013 \cdot b \cdot d =$	136,5	mm <sup>2</sup>
----------------------------	-------	-----------------

**verificato**

3)  $A_s \leq 0,04 \cdot A_c$

$0,04 \cdot A_c =$	4500	mm <sup>2</sup>
--------------------	------	-----------------

**verificato**

4) Armatura minima all'appoggio

$A_{s,min,app} =$	199,06	mm <sup>2</sup>
-------------------	--------	-----------------

**verificato**

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

### Verifica a pressoflessione

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 2822  
b= 1975932,013  
c= 80002445,57

x' (mm) = 657,0412223  
x'' (mm) = 43,14730114

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 14110  
b= 790692,0133 x (mm) = 52,324  
c= -80002445,57

x/d = 1,56438  
x/d = 0,10273

ipotesi di rottura: campo 3

a= 2822  
b= -81920,98673  
c= 6786990

x' (mm) = 36,63  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 2822  
b= 322807,9433 x (mm) = 135,01  
c= -95017860

x/d = 0,08721

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) = 52,32	x/d = 0,125	$\sigma_c = 10,04$ N/mm <sup>2</sup>
----------------	-------------	--------------------------------------

$\varepsilon_{s'}^* = 0,607$ ‰
--------------------------------

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{Rd}$ KN	$N_{Ed}$ KN
52,324	0,125	2b - attenzione	10	0,61	391,30	127,50	23,87	23,87

$M_{Rd} = 52,58$ KNm
----------------------

$M_{Ed} = 34,53$ KNm
----------------------

$N_{Rd} = N_{Ed}$  **verificato**

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

### Verifica a taglio

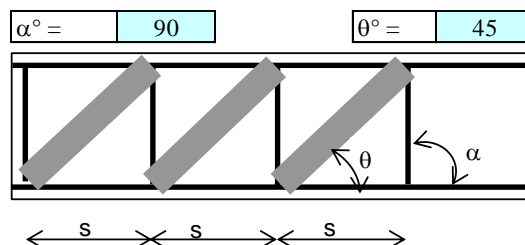
Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	8	mm
----------------------	---	----

passo delle staffe s =	150	mm
------------------------	-----	----

numero di bracci	2
------------------	---

area di una staffa $A_{sw}$ =	100,6	mm <sup>2</sup>
-------------------------------	-------	-----------------



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} = 0,212$ N/mm <sup>2</sup>	$< 0,2 f_{cd}$
---	----------------

$\alpha_c = 1,015$
--------------------

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$$V_{Rsd} = 99,2 \text{ KN}$$

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

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 338,4 \text{ KN}$$

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

$$f'_{cd} = \text{resistenza ridotta a compressione del cls} \quad f'_{cd} = f_{cd}/2$$

Resistenza a taglio della trave

$V_{Rd} =$	99,2	KN
------------	------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	77,89	KN
------------	-------	----

**verificato**

$V_{Rd} =$	99,2	KN
------------	------	----

*Verifica dell'armatura trasversale minima*

$$1) \quad A_{st} \geq 1,5 \cdot b \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad 1,5 \cdot b = 375 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 670,7 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

**verificato**

$$2) \quad s \leq 333 \text{ mm} \quad (\text{minimo tre staffe al metro})$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

**verificato**

$$3) \quad s \leq 0,8 \cdot d \quad 0,8 \cdot d = 336 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

**verificato**

## VERIFICA PIEDRITTI

Sollecitazioni piedritto "BD"

$N_{Ed} = 77,89$  KN compressione

$M_{Ed} = 21,55$  KNm

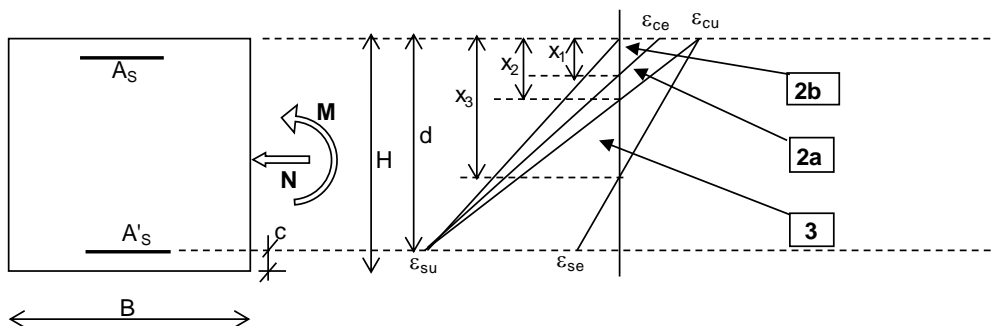
$V_{Ed} = 23,87$  KN

Sollecitazioni piedritto "AC"

$N_{Ed} = 48,55$  KN compressione

$M_{Ed} = 16,56$  KNm

$V_{Ed} = 15,91$  KN



cls  $\epsilon_{cu}$  (‰) 3,5

acciaio  $\epsilon_{su}$  (‰) 10

H (mm) = 200 altezza

c (mm) = 30 copriferro

d (mm) = 170 altezza utile

$\epsilon_{ce}$  (‰) = 2

$\epsilon_{se}$  (‰) = 1,86

B (mm) = 250 base

Campi di rottura

$x_1/d = 0,167$

$x_2/d = 0,259$

$x_3/d = 0,653$

Calcestruzzo

$R_{ck} = 30,00$  N/mm<sup>2</sup>  
 $E = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_c = 1,5$

$f_{ck} = 24,9$  N/mm<sup>2</sup>

Acciaio

$f_{yd} = 391,30$  N/mm<sup>2</sup>

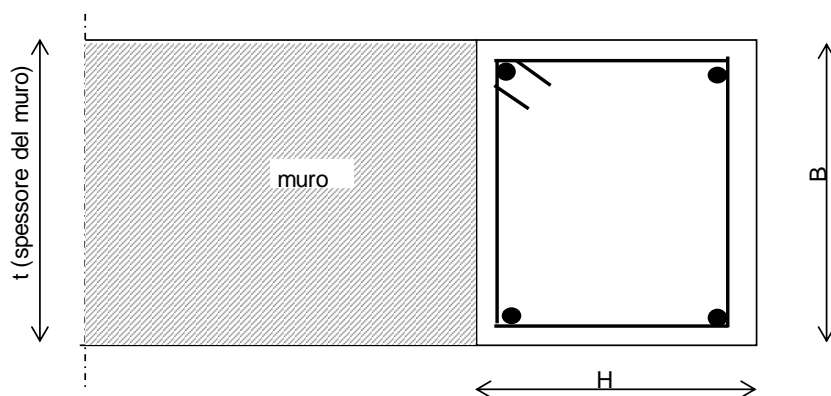
$A_s = 3$   $\Phi$  14

$A_s = 461,7$  mm<sup>2</sup>

$f_{cd} = 14,11$  N/mm<sup>2</sup>

$A_s' = 3$   $\Phi$  14

$A_s' = 461,7$  mm<sup>2</sup>



Verifica dell'armatura longitudinale minima

1) $(A_s + A'_s) \geq 0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$	$0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd} =$	19,91	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
2) $(A_s + A'_s) \geq 0,003 \cdot A_c$	$0,003 \cdot A_c =$	150	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
3) $(A_s + A'_s) \leq 0,04 \cdot A_c$	$0,04 \cdot A_c =$	2000	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
4) $\phi \geq 12$ mm	diametro tondino	14	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
	$n_B =$	3	numero di barre lungo il lato B	
	$n_H =$	2	numero di barre lungo il lato H	
5) $I_{bl} \leq 300$ mm	$I_{bl} \text{ (dir. B) } =$	88,00	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
	$I_{bl} \text{ (dir. H) } =$	126,00	mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>

$I_{bl}$  = Interasse barre longitudinali  $\leq 300$  mm (direzione lato B e direzione lato H)

Verifica a pressoflessione piedritto "BD"

ipotesi di rottura: campo 2a			ipotesi di rottura: campo 2b		
a=	2822		a=	14110	
b=	1707869,477		b=	1228129,477	x (mm) = 40,567
c=	73042211,15		c=	-73042211,15	
x' (mm) =	558,886263		x/d =	3,28757	
x'' (mm) =	46,31199261		x/d =	0,27242	
ipotesi di rottura: campo 3			ipotesi di rottura: campo 4		
a=	2822		a=	2822	
b=	-80790,02264		b=	442120,4574	x (mm) = 84,696
c=	10180485		c=	-57689415	
x' (mm) =	47,43		x/d =	0,279	
x'' (mm) =	valore negativo - non accettabile				

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	47,43	x/d =	0,279	$\sigma_c =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_s^* =$	1,286	‰
----------	-------	-------	-------	--------------	-------	-------------------	------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\epsilon_s$ (‰)	$\epsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{Rd}$ KN	$N_{Ed}$ KN
47,431	0,279	3	9,04463	1,29	391,30	270,11	77,89	77,89

$M_{Rd} =$	32,22	KNm	$M_{Ed} =$	21,55	KNm
------------	-------	-----	------------	-------	-----

$N_{Rd} = N_{Ed}$  **verificato**

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

### Verifica a pressoflessione piedritto "AC"

ipotesi di rottura: campo 2a

a= 2822  
b= 1678525,866  
c= 68053797,19

x' (mm) = 551,0362807  
x'' (mm) = 43,76381354

ipotesi di rottura: campo 2b

a= 14110  
b= 1198785,866 x (mm) = 38,93  
c= -68053797,19

x/d = 3,24139  
x/d = 0,25743

ipotesi di rottura: campo 3

a= 2822  
b= -110133,6342  
c= 10180485

x' (mm) = 43,64  
x'' (mm) = valore negativo - non accettabile

ipotesi di rottura: campo 4

a= 2822  
b= 471464,0689 x (mm) = 82,058  
c= -57689415

x/d = 0,2567

posizione asse neutro

valori di tentativo

x (mm) =	43,76	x/d =	0,257	$\sigma_c =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
----------	-------	-------	-------	--------------	-------	-------------------

$\varepsilon_s^* =$	1,090	‰
---------------------	-------	---

valori esatti

x (mm)	x/d	campo di rottura	$\varepsilon_s$ (‰)	$\varepsilon_{s'}$ (‰)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s'}$ (N/mm <sup>2</sup> )	N <sub>Rd</sub> KN	N <sub>Ed</sub> KN
43,764	0,257	2a	10	1,09	391,30	228,97	48,55	48,55

M <sub>Rd</sub> =	30,23	KNm
-------------------	-------	-----

M <sub>Ed</sub> =	16,56	KNm
-------------------	-------	-----

N<sub>Rd</sub> = N<sub>Ed</sub> **verificato**

M<sub>Rd</sub> ≥ M<sub>Ed</sub> **verificato**

### Verifica a taglio

Sezione con armature a taglio costituite solo da staffe

diametro del tondino	8	mm
----------------------	---	----

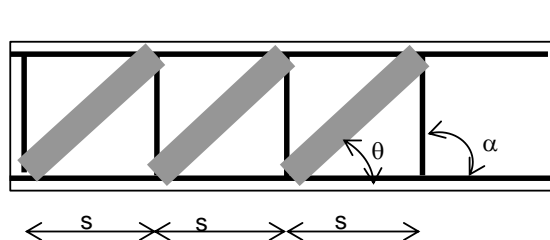
passo delle staffe s =	100	mm
------------------------	-----	----

numero di bracci	2
------------------	---

area di una staffa A <sub>sw</sub> =	100,6	mm <sup>2</sup>
--------------------------------------	-------	-----------------

$\alpha^\circ =$	90
------------------	----

$\theta^\circ =$	45
------------------	----



$\alpha$  = inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  = inclinazione delle bielle in cls rispetto all'asse della trave

$\sigma_{cp} =$	1,558	N/mm <sup>2</sup>	< 0,2f <sub>cd</sub>
-----------------	-------	-------------------	----------------------

$\alpha_c =$	1,11
--------------	------

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (staffe)

$$V_{Rsd} = 60,23 \text{ KN}$$

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

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (bielle di calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 149,8 \text{ KN}$$

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

$$f_{cd} = \text{resistenza ridotta a compressione del cls} \quad f'_{cd} = f_{cd}/2$$

Resistenza a taglio del pilastro

$V_{Rd} =$	60,23	KN
------------	-------	----

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

Per la verifica deve risultare:  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

$V_{Ed} =$	23,87	KN
------------	-------	----

**verificato**

$V_{Rd} =$	60,23	KN
------------	-------	----

*Verifica dell'armatura trasversale minima*

$$1) \quad A_{st} \geq 1,5 \cdot b \text{ (mm}^2\text{/m)} \quad 1,5 \cdot b = 375 \text{ mm}^2\text{/m}$$

$$A_{st} = 1006 \text{ mm}^2\text{/m}$$

**verificato**

$$2) \quad s \leq 12 \cdot \phi \quad s_{\max} = 250 \text{ mm}$$

$s \leq$	168	mm
----------	-----	----

$$s = 100 \text{ mm}$$

**verificato**

$$3) \quad \phi_{st} \geq 6 \text{ mm} \quad \phi_{st} \geq 0,25 \cdot \phi$$

$\phi_{st} \geq$	6	mm
------------------	---	----

$$\phi_{st} = 8 \text{ mm}$$

**verificato**

### Verifiche allo SLE : deformabilità del traverso

Per travi di luce inferiore a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola soddisfatta se risulta:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

dove:  $\lambda = L/H$  snellezza = rapporto tra luce della trave e altezza della sezione

$$\lambda_{lim} = K \cdot (11 + 0,0015 \cdot f_{ck} / (\rho + \rho') \cdot (500 / f_{yk})) \cdot (A_{s,eff} / A_{s,calc}) \quad \text{snellezza limite}$$

$$\rho = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura tesa} = A_s / (B \cdot H)$$

$$\rho' = 0,003 \quad \text{rapporto di armatura compressa} = A'_s / (B \cdot H)$$

$$K = 1 \quad \text{coefficiente che dipende dallo schema strutturale (tabella C4.1.I circ. 617 del 2/2/09)}$$

$$A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1 \quad \text{ponendo, a favore di sicurezza: } A_{s,eff} / A_{s,calc} = 1$$

risulta:  $\lambda = 5,556$

**verificato**

$\lambda_{lim} = 19,81$

### Verifiche allo SLE : tensioni di esercizio

1 Combinazione caratteristica (rara)  $(g + q) = 54,78 \text{ KN/m}$

2 Combinazione quasi permanente  $(g + q \cdot \Psi_{21}) = 50,58 \text{ KN/m}$

	comb. 1		comb. 2	
	M (KNm)	N (KN)	M (KNm)	N (KN)
sollecitazioni nel traverso	37,39	29,84	34,53	27,55
sollecitazioni nel piedritto	5,40	68,47	4,99	68,47

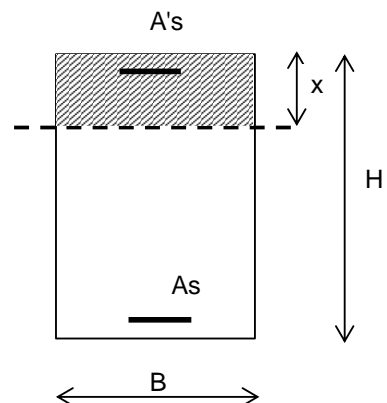
Le sollecitazioni in fase di esercizio sono piuttosto modeste

Per semplificare, si considera il traverso semplicemente appoggiato trascurando quindi lo sforzo normale mentre sul piedritto si considera solo il carico assiale, trascurando quindi l'azione flettente

	comb. 1		comb. 2	
	M (KNm)	N (KN)	M (KNm)	N (KN)
sollecitazioni nel traverso	42,80	0,00	39,51	0,00
sollecitazioni nel piedritto	0,00	68,47	0,00	68,47

### Verifica del traverso

$n =$	15	coefficiente di omogeneizzazione
$x =$	97,17 mm	posizione asse neutro
$I_b =$	57847 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia rispetto all'asse neutro



deve risultare:

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

$\sigma_c <$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-------	-------------------

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$\sigma_s <$	360	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-----	-------------------

$\sigma_c =$	6,282	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

$\sigma_s =$	358,2	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

$\sigma_c <$	11,205	N/mm <sup>2</sup>
--------------	--------	-------------------

$\sigma_c =$	5,8	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-----	-------------------	-------------------

### Verifica del piedritto

deve risultare:

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

$\sigma_c <$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-------	-------------------

per combinazione caratteristica (rara) :  $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$

$\sigma_s <$	360	N/mm <sup>2</sup>
--------------	-----	-------------------

$\sigma_c =$	1,369	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

$\sigma_s =$	20,54	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

per combinazione quasi permanente :  $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$

$\sigma_c <$	11,205	N/mm <sup>2</sup>
--------------	--------	-------------------

$\sigma_c =$	1,369	N/mm <sup>2</sup>	<b>verificato</b>
--------------	-------	-------------------	-------------------

## 8.2 VERIFICHE DELLE STRUTTURE FOGNARIE

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle strutture delle vasche.

### 8.2.1 SOLETTA

Nel presente capitolo si presentano le verifiche effettuate sulla soletta superiore delle vasche, per la quale si progetta la disposizione dell'armatura riportata in tabella:

Descrizione	Sp. [cm]	Armatura base
Soletta	20	Ferri Ø10/20 superiori e inferiori in direzione X Ferri Ø10/20 superiori e inferiori in direzione Y

Nel seguito del capitolo si presentano alcuni output grafici del programma di calcolo e le verifiche locali effettuate in corrispondenza dei valori massimi delle sollecitazioni agenti su strisce di fasce di larghezza 1 m, registrate per le combinazioni dei carichi più gravose.

#### Momento flettente Mxx

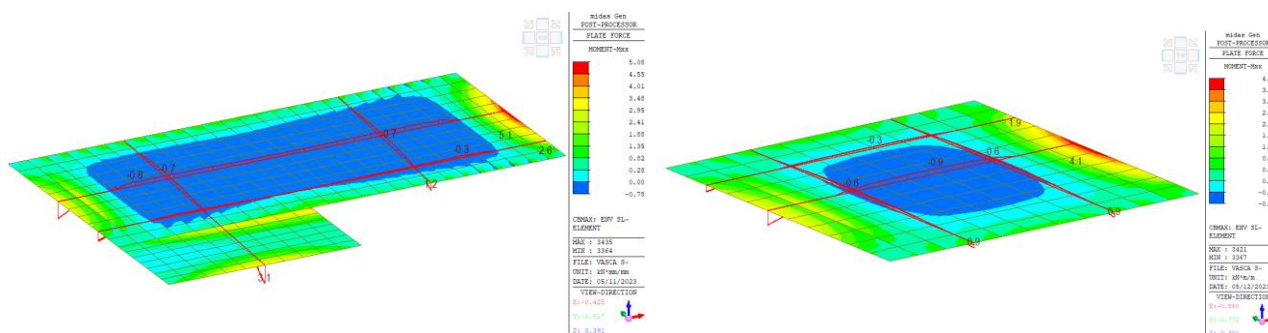


Figura 3 - Involuppo valori massimi del momento flettente Mxx

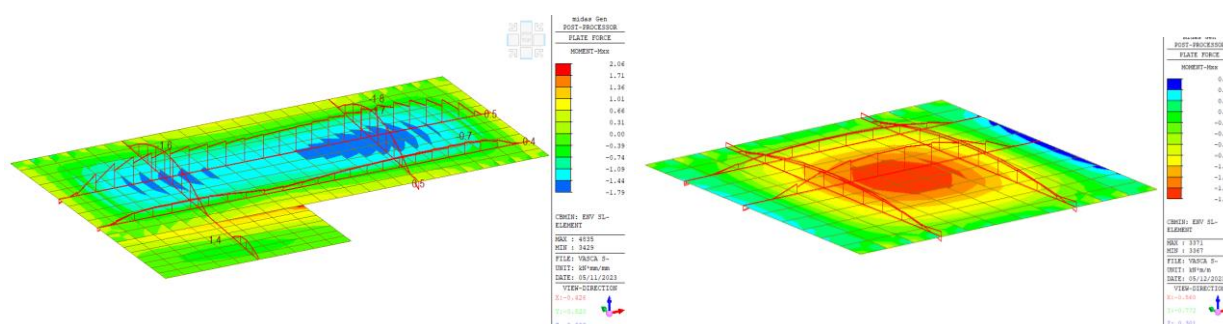


Figura 4 - Involuppo valori minimi del momento flettente Mx

Il momento resistente della sezione è pari a 22.13 kNm.

## Momento flettente $M_{yy}$

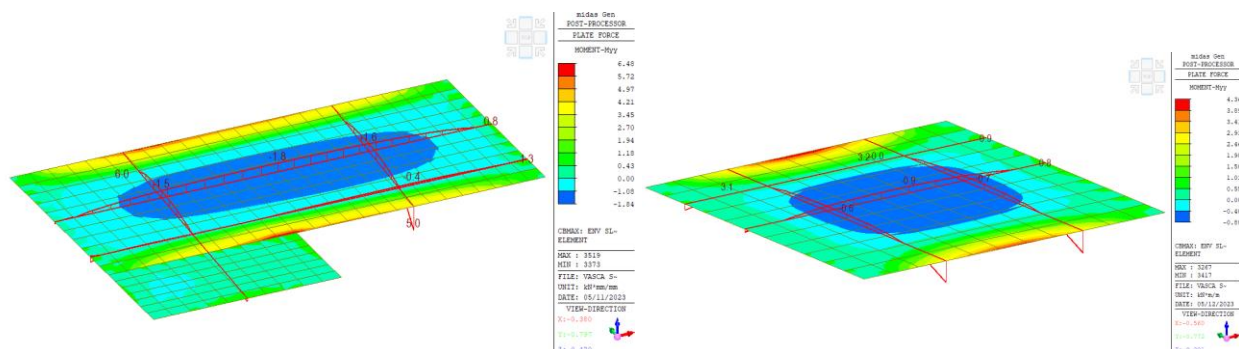


Figura 5 - Involuppo valori massimi del momento flettente  $M_{yy}$

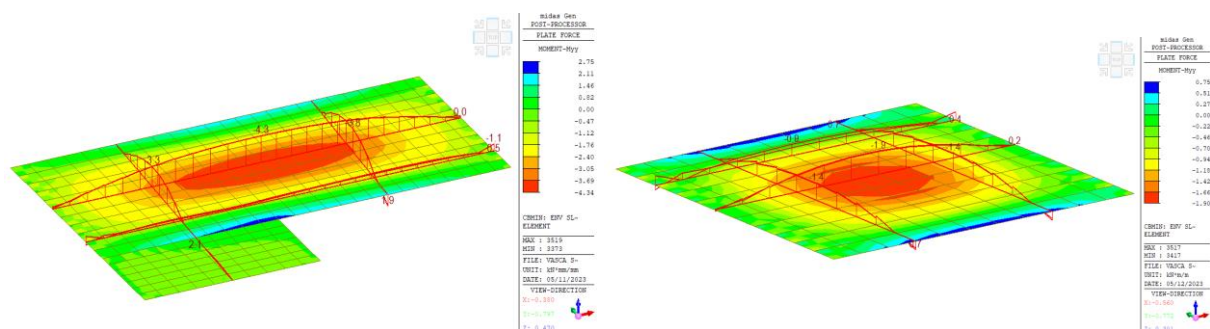


Figura 6 - Involuppo valori minimi del momento flettente  $M_{yy}$

Il momento resistente della sezione è pari a 22.13 kNm.

### 8.2.2 MURI IN C.A.

Nel presente capitolo si presentano le verifiche effettuate sui muri delle vasche, sui quali si progetta la disposizione dell'armatura riportata in tabella:

Descrizione	Sp. [cm]	Armatura base
Muri dir.X (E-O)	20	Reti Ø10/20x20 Riprese Ø10/20 alla base Forchette Ø10/20 sommitali Forchette Ø10/20 alle estremità, presso gli angoli
Muri esterni dir.Y (N-S)	20	Reti Ø10/20x20 Riprese Ø10/20 alla base Forchette Ø10/20 sommitali Forchette Ø10/20 alle estremità, presso gli angoli

Nel seguito del capitolo si presentano alcuni output grafici del programma di calcolo e le verifiche locali effettuate in corrispondenza ai valori massimi delle sollecitazioni

agenti su strisce di fasce di larghezza 1 m, registrate per le combinazioni dei carichi più gravose.

### Momento flettente M<sub>yy</sub> (verticale)

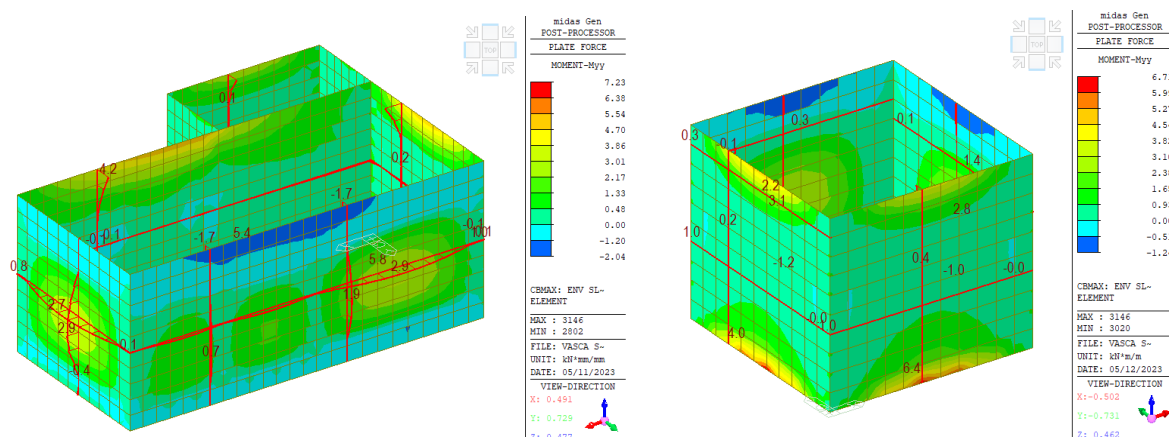


Figura 7 - Involuppo valori massimi del momento flettente M<sub>yy</sub>

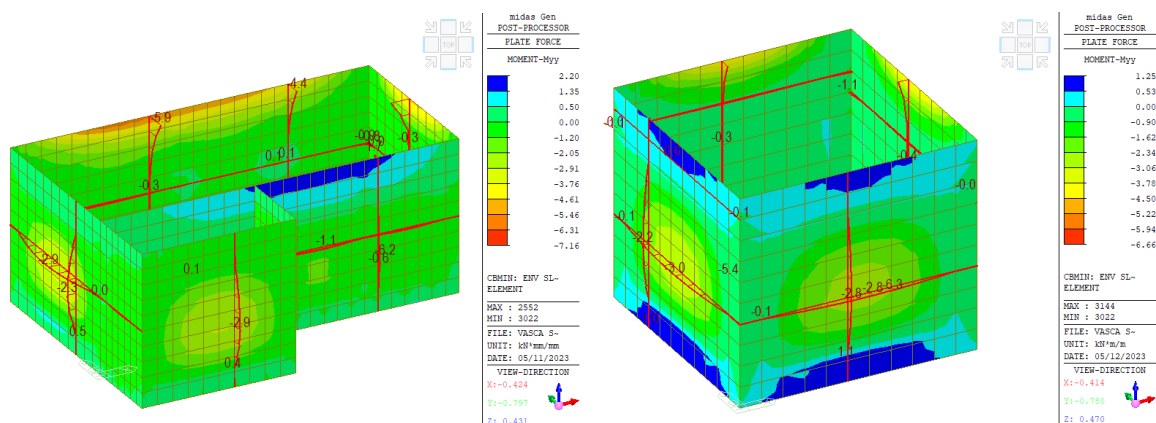


Figura 8 - Involuppo valori minimi del momento flettente M<sub>yy</sub>

Il momento resistente della sezione è pari a 22.13 kNm.

### Momento flettente Mxx (orizzontale)

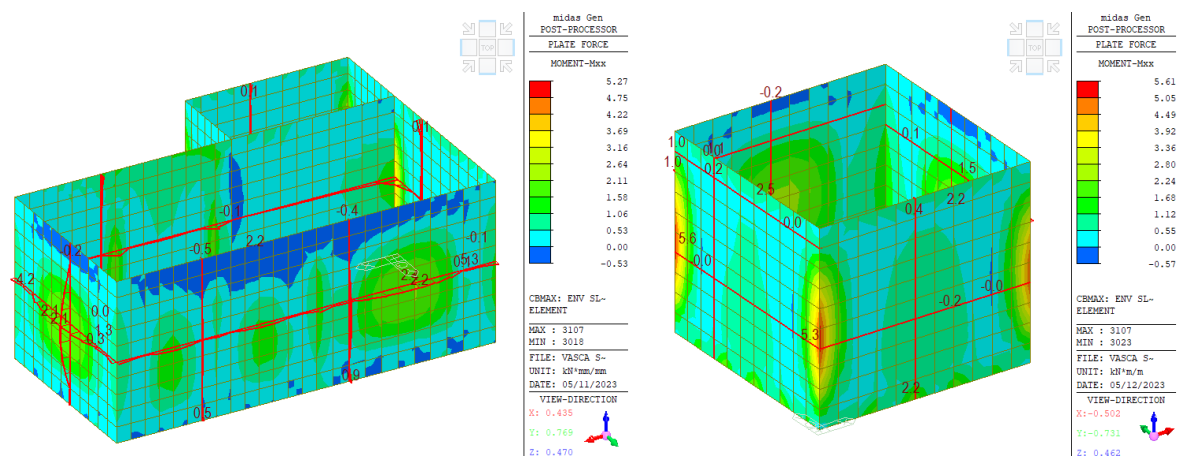


Figura 9 - Involuppo valori massimi del momento flettente Mxx

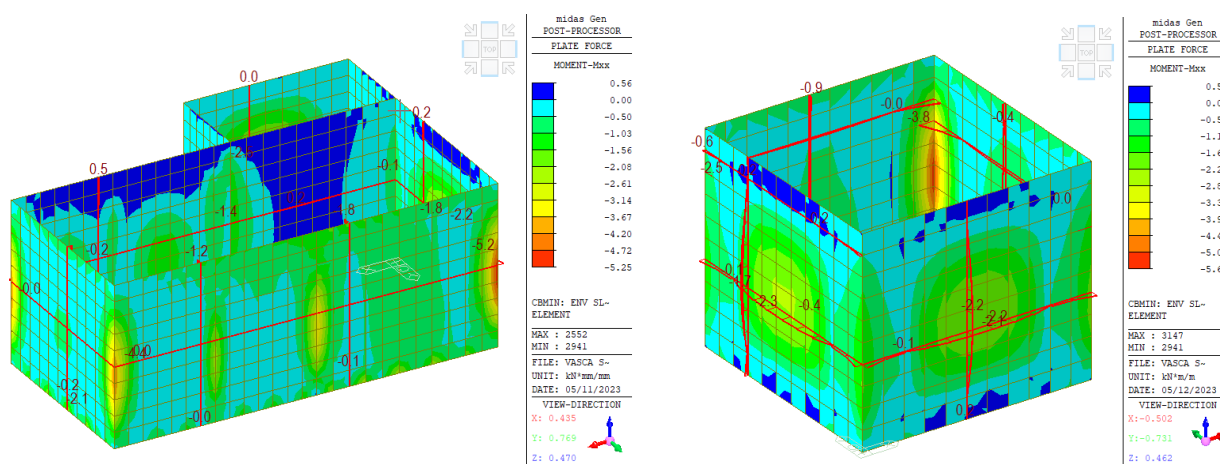


Figura 10 - Involuppo valori minimi del momento flettente Mxx

Il momento resistente della sezione è pari a 22.13 kNm.

### 8.2.3 PLATEA DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si presentano le verifiche effettuate sulla platea della vasca, per la quale si progetta la disposizione dell'armatura riportata in tabella:

Descrizione	Sp. [cm]	Armatura base
Platea	20	Rete Ø10/20x20 inferiore
		Rete Ø10/20x20 superiore
		Staffe Ø8/20 in corrispondenza dei muri verticali
		Ferri Ø12 correnti perimetrali

Nel seguito del capitolo si presentano alcuni output grafici del programma di calcolo e le verifiche locali effettuate in corrispondenza ai valori massimi delle sollecitazioni

agenti su strisce di fasce di larghezza 1 m, registrate per le combinazioni dei carichi più gravose.

### Momento flettente Mxx

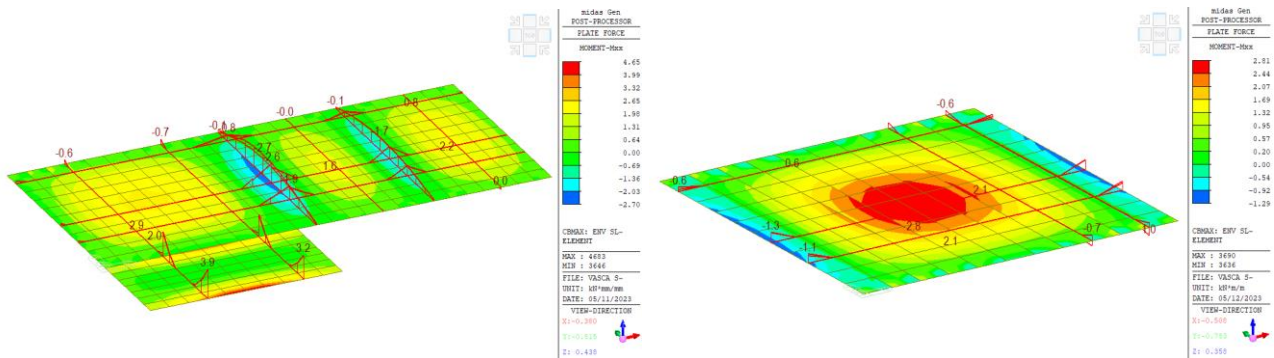


Figura 11 - Involuppo valori massimi del momento flettente  $M_{xx}$

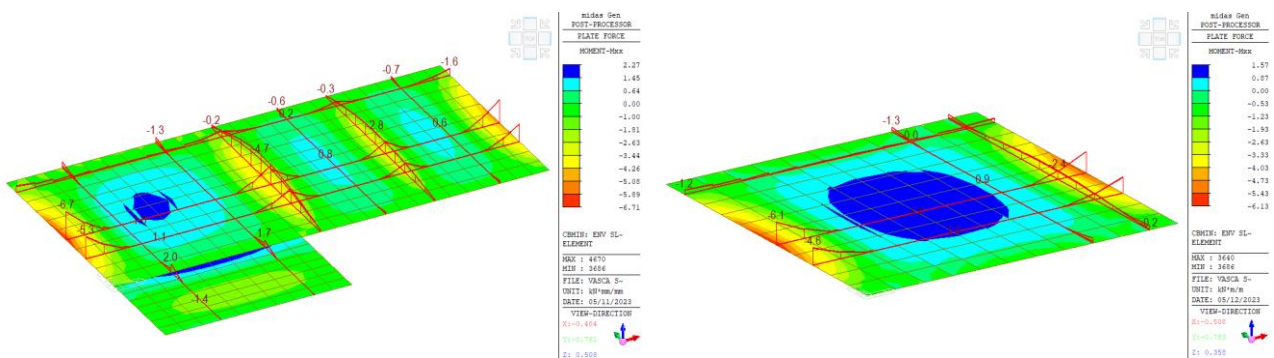


Figura 12 - Involuppo valori minimi del momento flettente  $M_{xx}$

Il momento resistente della sezione è pari a 22.13 kNm.

### Momento flettente Myy

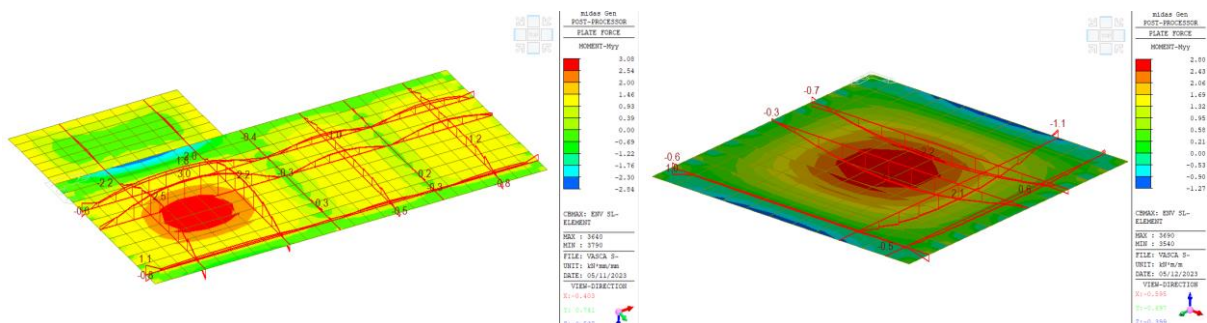


Figura 13 - Involuppo valori massimi del momento flettente  $M_{yy}$

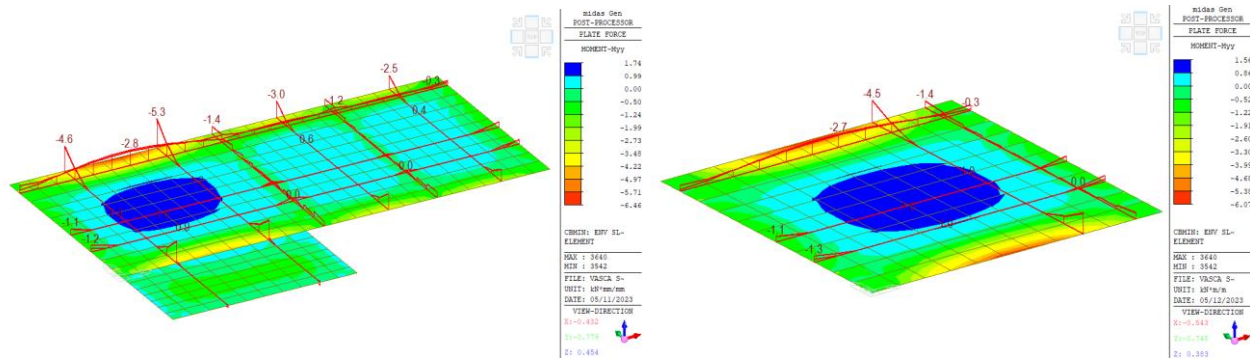


Figura 14 - Involuppo valori minimi del momento flettente Myy

Il momento resistente della sezione è pari a 22.13 kNm.

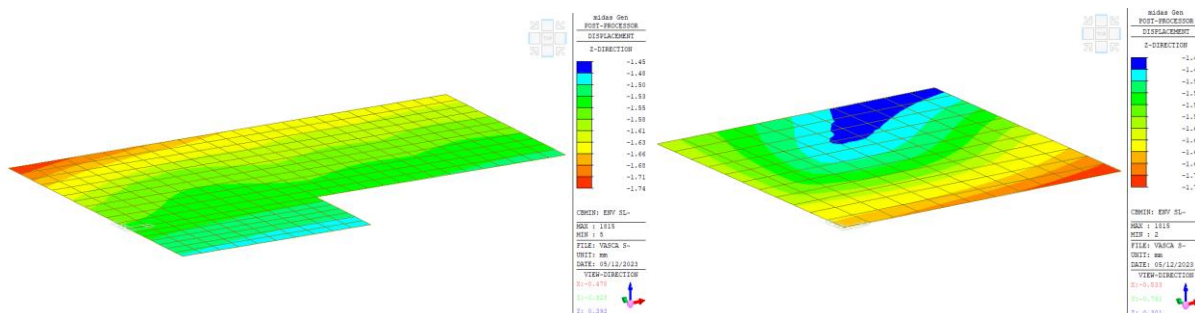
### 8.3 VERIFICHE DI PORTATA DEL TERRENO

Si procede alla verifica di capacità portante del terreno confrontando le tensioni registrate nel modello di calcolo con il carico limite in corrispondenza delle combinazioni:

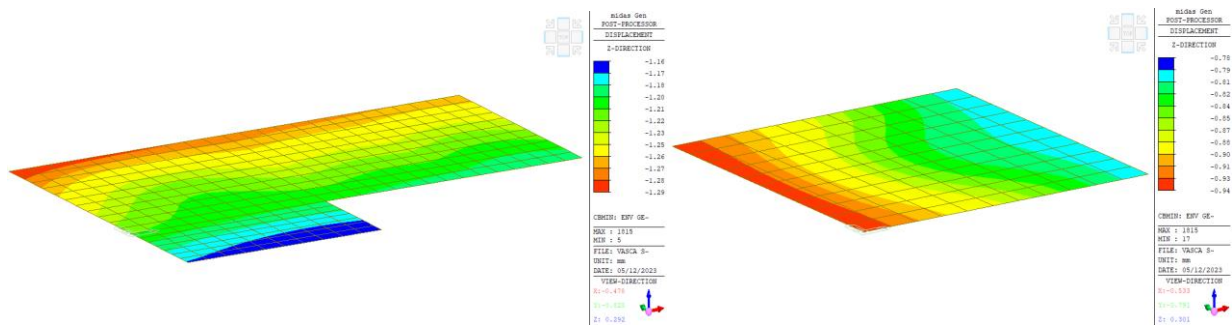
- A1 + M1 + R1
- A2 + M2 + R2
- A1 + M1 + R3

Facendo riferimento al profilo stratigrafico ed ai carichi limite determinati nel capitolo 4 della presente relazione, si ottiene quanto segue:

Visualizzazione dell'involuppo dei massimi cedimenti per le combinazioni A1 (STR)



Visualizzazione dell'involuppo dei massimi cedimenti per le combinazioni A2 (GEO)



### Verifica per fossa settica raccolta delle acque nere e di condensa grassi lavanderia

Posizione	Comb.	DZ mm	Kw N/mm <sup>3</sup>	$\sigma_t$ MPa	$\sigma_{t,lim}$ MPa	$\sigma_{t,lim} / \sigma_t$ adm	$\gamma_R$ Tab.6.4.I	
	A1+M1+R1	1,74	0,015	0,026	0,331	12,70	1	<b>verificato</b>
	A2+M1+R2	1,29	0,015	0,019	0,177	9,15	1,8	<b>verificato</b>
	A1+M1+R3	1,74	0,015	0,026	0,331	12,70	2,3	<b>verificato</b>

### Verifica per vasca di raccolta condensa grassi cucina

Posizione	Comb.	DZ mm	Kw N/mm <sup>3</sup>	$\sigma_t$ MPa	$\sigma_{t,lim}$ MPa	$\sigma_{t,lim} / \sigma_t$ adm	$\gamma_R$ Tab.6.4.I	
	A1+M1+R1	1,75	0,015	0,026	0,319	12,16	1	<b>verificato</b>
	A2+M1+R2	0,94	0,015	0,014	0,171	12,12	1,8	<b>verificato</b>
	A1+M1+R3	1,75	0,015	0,026	0,319	12,16	2,3	<b>verificato</b>

Venezia, Aprile 2023

ing. Gabriele Capitanio

