



A.O. ISTITUTO ORTOPEDICO
GAETANO PINI p.zza Cardinal A. Ferrari 1 MILANO
AREU AZIENDA REGIONALE EMERGENZA URGENZA
via Alfredo Campanini 6 MILANO

Ristrutturazione piano rialzato dell' edificio
"padiglione ricovero" della sede di viale Monza per
realizzazione della nuova sede dell' Azienda Regionale di
Emergenza ed Urgenza (AREU) e interventi di rimozione
delle coperture contenenti amianto e rifacimento delle stesse
Centro di Formazione e di Simulazione per l'Attività formativa Clinico-Assistenziale di
Emergenza e Urgenza, Maxiemergenze Internazionali e Management di Sistemi Sanitari



PROGETTO PRELIMINARE

CUP I47E13000340001
CIG 6019106367

Doc 45 b - Verifica della portata di travi e solai

Direttore Generale AO Istituto Gaetano Pini:

Direttore Generale Areu : Dott. Alberto Zoli

Responsabile del Procedimento - Dirigente Ufficio Tecnico G. Pini: Ing. Massimiliano Agistri

Progettista incaricato : arch. Giovanni Arrigoni

Progettista Rinforzi Strutturali solai esistenti e Cuciture antisismiche: ing. Giorgio Vismara

COMMITTENTE:

Azienda Ospedaliera
ISTITUTO ORTOPEDICO GAETANO PINI
Piazza Cardinal Ferrari, 1 - 20122 Milano

Agg. :

Data : Giugno 2014

VERIFICA DELLA PORTATA DEGLI IMPALCATI

SOMMARIO

VERIFICA DELLA PORTATA DEGLI IMPALCATI.....	5
Premessa.....	5
Normative.....	6
Materiali per gli interventi di rinforzo delle strutture.....	6
1. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 10)	7
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	7
Verifica del solaio rinforzato	9
2. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 11)	12
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	12
Verifica del solaio rinforzato	16
3. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 12)	18
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	18
Verifica del solaio rinforzato	20
4. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 13)	22
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	22
Verifica del solaio rinforzato	27
5. SOLAIO COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 14)	32
Verifica della trave come da stato di fatto	33
Verifica della struttura di rinforzo	34
6. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 19 - 20)	35
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	35
Verifica del solaio rinforzato	37
7. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 21)	40
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	40
Verifica del solaio rinforzato	42
8. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGI N. 1 - 2)	45
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	45
Verifica del solaio rinforzato	47
9. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 3).....	50
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	50
Verifica del solaio rinforzato	52
10. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 4)	55
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	55

11. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 5)	58
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	58
Verifica del solaio rinforzato	62
12. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 6)	65
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	65
Verifica del solaio rinforzato	67
13. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 7)	71
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	71
Verifica del solaio rinforzato	73
14. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 8)	76
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	76
Verifica del solaio rinforzato	78
15. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 9)	81
Verifica del solaio come da stato di fatto.....	81
Verifica del solaio rinforzato	83
CONCLUSIONI GENERALI	86
ALLEGATO 1 – SCHEMA RILIEVO SOLAI	89
ALLEGATO 2 – SCHEMA CONSOLIDAMENTO SOLAI	91

VERIFICA DELLA PORTATA DEGLI IMPALCATI

Premessa

La verifica, come da indicazioni del committente, è limitata agli impalcati direttamente interessati dall'intervento di ristrutturazione. Di seguito si riportano i calcoli effettuati per le varie situazioni evidenziate dal rilievo delle strutture.

La caratterizzazione meccanica dei materiali degli impalcati risulta ininfluyente ai fini dell'analisi sismica dell'edificio, pertanto non incorrono necessariamente le modalità di indagine e di prelievo previste al capitolo C8A della circolare. Tenuto conto delle difficoltà connesse al prelievo di campioni di barre di armatura (difficoltà di puntellazione causa elevata altezza dei locali, rischio di danneggiamenti all'opera, tempi necessari ecc.) ci si è limitati a far riferimento alle qualità di materiale previsto dalle normative vigenti all'epoca di realizzazione. Per quanto riguarda l'acciaio il regolamento vigente all'epoca della prima costruzione (Regio Decreto 10/1/1907) prevedeva l'impiego di ferro omogeneo liscio con resistenza a trazione compresa tra 36 e 45 kg/mm²; il Regio Decreto del 7/6/1928, che potrebbe interessare gli interventi successivi, richiedeva valori di resistenza compresi tra 38 e 50 kg/mm²; a tali valori di rottura può cautelativamente corrispondere un valore di snervamento pari a 22 kg/mm².

Trattandosi di acciaio non controllato all'origine si adotta un coefficiente di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 3$.

Per quanto riguarda il calcolo delle azioni interne, travi e solai si inseriscono nella muratura portante; si ritiene pertanto di poter attribuire un grado di vincolo alle estremità pari al semi-incastro; oltretutto l'impiego costante di barre sagomate (per l'assorbimento del taglio) garantisce la presenza all'estradosso in corrispondenza degli appoggi di una quantità di armatura non inferiore al 50% di quella presente al lembo inferiore in campata.

L'analisi dei carichi è stata effettuata sulla base delle disposizioni contenute nel D.M. 14/01/08 e nella Circolare Ministero LL.PP. n. 617 del 2/2/2009.

carichi permanenti:

vengono valutati caso per caso

carichi accidentali:

(*) Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole) $q = 350 \text{ daN/m}^2$

(*) valore adottato con riferimento a quanto previsto al paragrafo 5.4.2 del D.M. 18/12/1975 "Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica" (tutt'ora in vigore), in ogni caso cautelativo rispetto a NTC 2008 che prevede 300 daN/m².

Normative

I calcoli di verifica sono stati condotti in base alle vigenti normative di legge, in particolare:

- "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica." - Legge 5/11/71, n. 1086;
- "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/08;
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 - circ. min. LL.PP. n. 617 del 2/2/09;

Materiali per gli interventi di rinforzo delle strutture

Nell'esecuzione delle opere di rinforzo è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

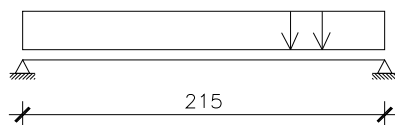
Calcestruzzo	C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ MPa)
<ul style="list-style-type: none">- confezionato con cemento 32,5R o 42,5R; dosaggio non inferiore a 300 kg/mc, gettato con l'ausilio di casseri (ove necessario)- Classe di consistenza: S4- Dimensione max inerti: 15 mm- Classe di esposizione: XC1	
Acciaio per c.a.	B450C ($f_{yk} \geq 4500$ MPa)
Rete elettrosaldata	B450C ($f_{yk} \geq 4500$ MPa)
Acciaio per carpenteria metallica	S275JR ($f_{yk} \geq 2750$ MPa)
Bulloni e barre filettate	classe 8.8 (UNI 3740)

Resina epossidica idonea per l'inghisaggio di barre metalliche in fori eseguiti con attrezzo a rotazione in muratura di mattoni pieni, tipo HILTI-HY-HIT70 o equivalente.

Resina epossidica per incollaggi strutturali e riprese di getto in calcestruzzo, da eseguirsi fresco su fresco, tipo Eporip, Sikadur 32 o equivalente.

1. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 10)

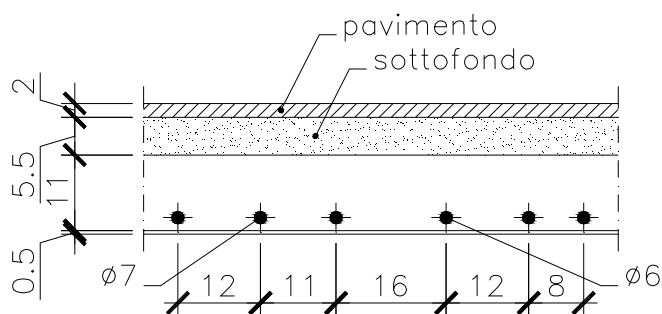
Solaio in c.a. pieno.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=11$ cm
- armatura inferiore: $1\phi 7/12$ in media



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in c.a. pieno $h=11$ cm	$2500 \times 0,11$	275	daN/m^2
sottofondo	$2000 \times 0,06$	120	daN/m^2
pavimento	$2400 \times 0,02$	48	daN/m^2
intonaco	$2000 \times 0,01$	20	daN/m^2
tavolati		150	daN/m^2

totale permanenti $\underline{g = 613} \text{ daN/m}^2$

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole) $q = 350 \text{ daN/m}^2$

Sollecitazioni

$L = 2,15$ m

$$M_g = 1/8 \times g \times L^2 = 354 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/8 \times q \times L^2 = 202 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 659 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 376 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 11 \text{ cm} \\ b_w &= 100 \text{ cm} \\ d &= 9,65 \text{ cm} \\ A_s &= 8,3 \varnothing 7 = 3,21 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 200,00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{yk} &= 2.200,00 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \end{aligned}$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 354,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 659,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 202,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 376,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1,3 \\ \gamma_q &= 1,5 \\ M_{Ed} &= 763,20 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 1.420,70 \text{ kg} \\ M_{Rd} &= 508,08 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 4.144,97 \text{ kg} \\ x &= 0,72 \text{ cm} \\ x/d &= 0,07 \end{aligned}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	556,00 kgm	495,40 kgm	475,20 kgm
σ_c	48,63 kg/cm ²	43,33 kg/cm ²	41,56 kg/cm ²
σ_s	1.974,11 kg/cm ²	1.758,95 kg/cm ²	1.687,23 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\begin{aligned} \sigma_{c,amm} &= 99,60 \text{ kg/cm}^2 & 74,70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,amm} &= 1.760,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		

$s_{rm} =$	8,4986 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0005	0,0004	0,0003
apertura fessure			
$w_d =$	0,0075 cm	0,0053 cm	0,0046 cm
valore limite apertura fessure			
		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Si aggiunge una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. La nuova pavimentazione in resina non prevede il getto di un nuovo sottofondo in calcestruzzo per la posa della stessa.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=11 + 5 = 16$ cm
- armatura inferiore: $1\phi 7/12$ in media

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in c.a. pieno $h=11 + 5$ cm	2500 x 0,16	400	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²
totale permanenti		$g = 618$	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Sollecitazioni

$$L = 2,15 \text{ m}$$

$$M_g = 1/8 \times g \times L^2 = 357 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/8 \times q \times L^2 = 202 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 664 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 376 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$\begin{aligned}b &= 100 \text{ cm} \\h &= 16 \text{ cm} \\s &= 0 \text{ cm} \\b_w &= 100 \text{ cm} \\d &= 14,65 \text{ cm} \\A_s &= 8,3 \text{ } \varnothing \text{ } 7 = 3,21 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 200,00 \text{ kg/cm}^2 \\f_{yk} &= 2.200,00 \text{ kg/cm}^2 \\n &= 15\end{aligned}$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 357,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 664,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 202,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 376,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\begin{aligned}\gamma_q &= 1,3 \\\gamma_q &= 1,5 \\M_{Ed} &= 767,10 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 1.427,20 \text{ kg} \\M_{Rd} &= 779,44 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 5.965,82 \text{ kg} \\x &= 0,72 \text{ cm} \\x/d &= 0,05\end{aligned}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	559,00 kgm	498,40 kgm	478,20 kgm
σ_c	24,98 kg/cm ²	22,27 kg/cm ²	21,37 kg/cm ²
σ_s	1.286,50 kg/cm ²	1.147,04 kg/cm ²	1.100,55 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie
lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\begin{aligned}\sigma_{c,amm} &= 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2 \\\sigma_{s,amm} &= 1.760,00 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili
distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 10,8449 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$$\epsilon_{sm} = 0,0002 \quad 0,0002 \quad 0,0002$$

apertura fessure

$w_d =$ 0,0045 cm

0,0040 cm

0,0039 cm

valore limite apertura fessure

w_3

w_2

$w_{amm} =$

0,04 cm

0,03 cm

Verifiche flessionali e di taglio soddisfatte.

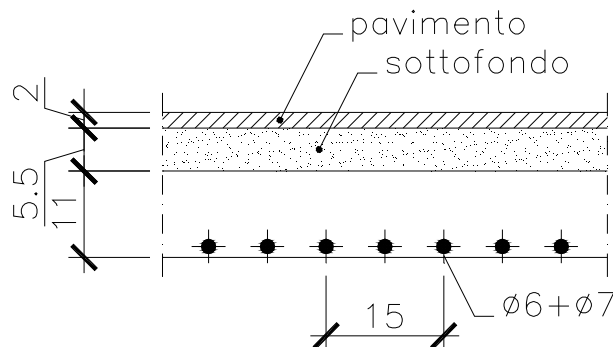
2. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 11)

Solaio in c.a. pieno e travi in c.a.

Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- soletta in c.a. pieno, spessore 11 cm, armatura inferiore: (1 ϕ 6+1 ϕ 7)/15;
- trave in c.a., H = 38, B = 15, armatura inferiore: 4 ϕ 23



Analisi dei carichi

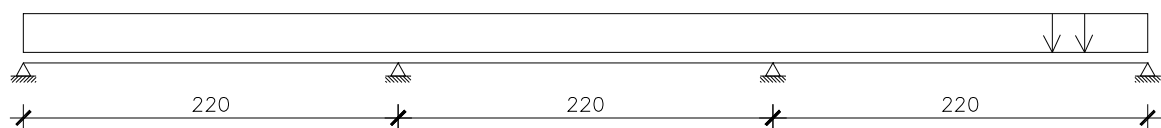
carichi permanenti

solaio in c.a. pieno h=11 cm	2500 x 0,11	275	daN/m ²
sottofondo	2000 x 0,06	120	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²
totale permanenti		<u>g = 613</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m ²
---	---------	--------------------

Soletta in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



L = 2,20 m

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 247 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 141 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 674 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 385 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Soletta in c.a.: verifiche

$b = 100 \text{ cm}$
 $h = 11 \text{ cm}$
 $s = 0 \text{ cm}$
 $b_w = 100 \text{ cm}$
 $d = 10,15 \text{ cm}$
 $A_s = 6,6 \varnothing 6 + 7 \varnothing 7 = 4,41 \text{ cm}^2$

$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 15$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$M_{perm} = 247,00 \text{ kgm}$ $V_{perm} = 674,00 \text{ kg}$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$M_{acc} = 141,00 \text{ kgm}$ $V_{acc} = 385,00 \text{ kg}$

STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_a = 1,3$
 $\gamma_a = 1,5$
 $M_{Ed} = 532,60 \text{ kgm}$ $V_{Ed} = 1.453,70 \text{ kg}$
 $M_{Rd} = 727,28 \text{ kgm}$ $V_{Rd} = 4.765,73 \text{ kg}$
 $x = 0,99 \text{ cm}$
 $x/d = 0,10$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	388,00 kgm	345,70 kgm	331,60 kgm
σ_c	27,77 kg/cm ²	24,74 kg/cm ²	23,73 kg/cm ²
σ_s	964,55 kg/cm ²	859,40 kg/cm ²	824,34 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie
 lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2$ $74,70 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$

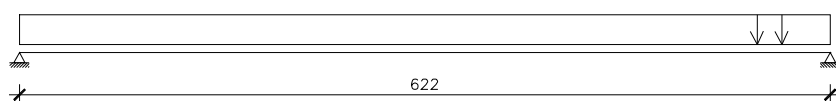
STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili
 distanza tra le fessure
 $s_{rm} = 5,4287 \text{ cm}$
 deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} =$	0,0002	0,0002	0,0002
apertura fessure			
$w_d =$	0,0017 cm	0,0015 cm	0,0014 cm
valore limite apertura fessure			
	w_3	w_2	
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm	

Verifiche flessionali e a taglio soddisfatte.

Trave in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



carichi permanenti			
solaio	674 x 2	1348	daN/m
peso proprio	2500 x 0,17 x 0,27	115	daN/m
totale permanenti		<u>g = 1463</u>	daN/m

carichi accidentali			
solaio	385 x 2	q = 770	daN/m

$L = 6,22 \text{ m}$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 4717 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 2483 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 4550 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 2395 \text{ daN}$$

Si considera una collaborazione della soletta piena alla resistenza della trave per una larghezza di 139 cm.

Trave in c.a.: verifiche

b =	139	cm	
h =	38	cm	
s =	11	cm	
$b_w =$	15	cm	
d =	31,85	cm	
$A_s =$	4 Ø 23	=	16,62 cm ²
$A_{sw} =$	2 Ø 23	=	12,22 cm ² (ferri piegati)

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$M_{perm} = 4.717,00 \text{ kgm}$ $V_{perm} = 4.550,00 \text{ kg}$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$M_{acc} = 2.483,00 \text{ kgm}$ $V_{acc} = 2.395,00 \text{ kg}$

STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_g = 1,3$

$\gamma_q = 1,5$

$M_{Ed} = 9.856,60 \text{ kgm}$ $V_{Ed} = 9.507,50 \text{ kg}$

$M_{Rd} = 8.655,17 \text{ kgm}$ $V_{Rcd} = 16.154,99 \text{ kg}$

$x = 2,69 \text{ cm}$ $V_{Rsd} = 10.177,90 \text{ kg}$

$x/d = 0,08$ $V_{Rd} = 10.177,90 \text{ kg}$

inclinazione bielle compresse $\theta = 35^\circ$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
$M =$	7.200,00 kgm	6.455,10 kgm	6.206,80 kgm

$\sigma_c = 39,72 \text{ kg/cm}^2$ $35,61 \text{ kg/cm}^2$ $34,24 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1.502,46 \text{ kg/cm}^2$ $1.347,02 \text{ kg/cm}^2$ $1.295,21 \text{ kg/cm}^2$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2$ $74,70 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} = 19,6302 \text{ cm}$

deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = 0,0007$ $0,0006$ $0,0006$

apertura fessure

$w_d = 0,0225 \text{ cm}$ $0,0199 \text{ cm}$ $0,0190 \text{ cm}$

valore limite apertura fessure

	w3	w2
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali non soddisfatte, verifiche a taglio soddisfatte per la presenza dei ferri piegati.

Verifica del solaio rinforzato

Si aggiunge una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. La nuova pavimentazione in resina non prevede il getto di un nuovo sottofondo in calcestruzzo per la posa della stessa.

Inoltre, poiché le travi non sono verificate a flessione, mentre la verifica a taglio risulterebbe soddisfatta in prossimità dell'appoggio per la presenza dei ferri piegati ma, dovendo anche tenere presente la modestissima presenza di staffe (praticamente assenti in campata), che potrebbe favorire meccanismi di rottura di tipo fragile, si prevede di affiancare alla trave due profili metallici tipo UPN che a favore di sicurezza vengono dimensionati per assorbire l'intera sollecitazione prevista, sia di flessione che di taglio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- soletta in c.a. pieno, spessore 11 + 5 cm, armatura inferiore invariata;
- trave in c.a. rinforzata con 2 UPN 200 affiancate alla trave esistente.

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in c.a. pieno $h=16$ cm	$2500 \times 0,16$	400	daN/m^2
pavimento	$2400 \times 0,02$	48	daN/m^2
intonaco	$2000 \times 0,01$	20	daN/m^2
tavolati		150	daN/m^2
totale permanenti		$g = 618$	daN/m^2

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m^2
---	-----------	------------------

Soletta in c.a.

Le verifiche della soletta sono superflue in quanto, a fronte di un quasi inesistente incremento di carico, aumentandone lo spessore la soletta risulta verificata dato che lo era già nella configurazione esistente.

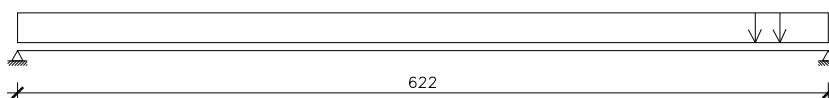
Travi in acciaio: progetto del rinforzo

n. 2 UPN200

$$J = 1910 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 228 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 17,71 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti

solaio	680×2	1360	daN/m
peso proprio trave c.a.	$2500 \times 0,17 \times 0,27$	115	daN/m

peso proprio 2UPN 200	25,3 x 2	51 daN/m
-----------------------	----------	----------

totale permanenti		<u>g = 1526 daN/m</u>
-------------------	--	-----------------------

carichi accidentali solaio	385 x 2	q = 770 daN/m
-------------------------------	---------	---------------

L = 6,22 m

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 4920 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 2483 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 4746 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 2395 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (M_g \times 1,3) + (M_q \times 1,5) = 10121 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{2 \times W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 11943 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (V_g \times 1,3) + (V_q \times 1,5) = 9762 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{2 \times A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 53559 \text{ daN}$$

Verifiche soddisfatte.

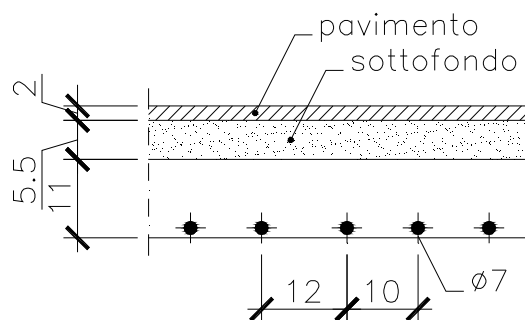
3. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 12)

Solaio in c.a. pieno e travi in c.a.

Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- soletta in c.a. pieno, spessore 11 cm, armatura inferiore: 1 $\phi 7/11$ in media;
- trave in c.a., $H = 38$, $B = 18$, armatura inferiore: 4 $\phi 20$



Analisi dei carichi (vedi solaio n. 11)

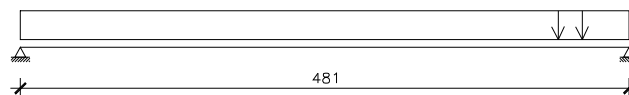
permanent
variabili

$g = 613 \text{ daN/m}^2$
 $g = 350 \text{ daN/m}^2$

Soletta in c.a.

A confronto con il solaio n. 11 si osserva che schema di calcolo, carichi e geometria sono identici, l'armatura è pressoché equivalente, per cui per le verifiche si rimanda al solaio n. 11, che pertanto risultano tutte verificate.

Trave in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



carichi permanenti

solaio

674×2

1348 daN/m

peso proprio

$2500 \times 0,17 \times 0,27$

115 daN/m

totale permanenti

$g = 1463 \text{ daN/m}$

carichi accidentali

solaio

385×2

$q = 770 \text{ daN/m}$

$L = 4,81 \text{ m}$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 2821 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 1485 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 3519 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1852 \text{ daN}$$

Si considera una collaborazione della soletta piena alla resistenza della trave per una larghezza di 128 cm.

Trave in c.a.: verifiche

$$b = 128 \text{ cm}$$

$$h = 38 \text{ cm}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$b_w = 18 \text{ cm}$$

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 20 = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 2.821,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 3.519,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 1.485,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 1.852,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 5.894,80 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 7.352,70 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 7.042,69 \text{ kgm} \quad V_{Rcd} = 20.694,62 \text{ kg}$$

$$x = 2,21 \text{ cm} \quad V_{Rsd} = 7.549,34 \text{ kg}$$

$$x/d = 0,06 \quad V_{Rd} = 7.549,34 \text{ kg}$$

$$\text{inclinazione bielle compresse} \quad \theta = 35^\circ$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	4.306,00 kgm	3.860,50 kgm	3.712,00 kgm

σ_c	25,02 kg/cm ²	22,43 kg/cm ²	21,57 kg/cm ²
σ_s	1.101,12 kg/cm ²	987,20 kg/cm ²	949,22 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} =$	99,60 kg/cm ²	74,70 kg/cm ²
$\sigma_{s,amm} =$	1.760,00 kg/cm ²	

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		
$s_{rm} =$	15,8161 cm	
deformazione media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} =$	0,0004	0,0004
apertura fessure		0,0003
$w_d =$	0,0117 cm	0,0100 cm
		0,0094 cm
valore limite apertura fessure		
	w3	w2
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e a taglio soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Per il solaio in oggetto non occorre quindi realizzare alcun rinforzo; ad ogni modo viene anche in questo caso realizzata la cappa in c.a. previa asportazione del sottofondo e della pavimentazione esistente, al fine di fornire una migliore risposta globale della struttura all'azione del sisma di progetto.

Inoltre, nonostante la verifica a taglio risulterebbe soddisfatta in prossimità dell'appoggio per la presenza dei ferri piegati, vista la modestissima presenza di staffe (praticamente assenti in campata) che potrebbe favorire meccanismi di rottura di tipo fragile, si prevede di affiancare alla trave due profili metallici tipo UPN 160 che a favore di sicurezza vengono dimensionati per assorbire l'intera sollecitazione prevista, sia di flessione che di taglio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- soletta in c.a. pieno, spessore 11 + 5 cm, armatura inferiore invariata;
- trave in c.a. rinforzata con 2 UPN 160 affiancate alla trave esistente.

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in c.a. pieno h=16 cm	2500 x 0,16	400	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²

totale permanenti		<u>g = 618</u>	daN/m ²
-------------------	--	----------------	--------------------

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m ²
---	---------	--------------------

Soletta in c.a.

Le verifiche della soletta sono superflue in quanto, a fronte di un quasi inesistente incremento di carico, aumentandone lo spessore la soletta risulta verificata dato che lo era già nella configurazione esistente.

Travi in acciaio: progetto del rinforzo

n. 2 UPN200

$$J = 925 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 138 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 12,6 \text{ cm}^2$$

carichi permanenti

solaio	680 x 2	1360	daN/m
peso proprio trave c.a.	2500 x 0,17 x 0,27	115	daN/m
peso proprio 2UPN 160	18,8 x 2	38	daN/m
totale permanenti		<u>g = 1513</u>	daN/m

carichi accidentali

solaio	385 x 2	q = 770	daN/m
--------	---------	---------	-------

$$L = 4,81 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 2917 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 1485 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 3639 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1852 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (M_g \times 1,3) + (M_q \times 1,5) = 6020 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{2 \times W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 7229 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (V_g \times 1,3) + (V_q \times 1,5) = 7509 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{2 \times A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 38105 \text{ daN}$$

Verifiche soddisfatte.

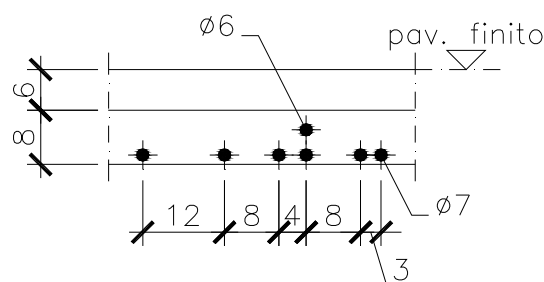
4. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 13)

Solaio in c.a. pieno e travi principali e secondarie in c.a.

Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- soletta in c.a. pieno, spessore 8 cm, armatura inferiore: 1 $\phi 7/7$ in media;
- trave secondaria in c.a., H = 32, B = 16, armatura inferiore: 3 $\phi 7$ + 2 $\phi 8$
- trave principale in c.a., H = 55, B = 30, armatura inferiore: 5 $\phi 16$ + 1 $\phi 18$



Analisi dei carichi

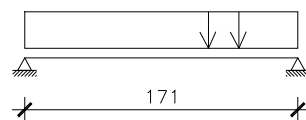
carichi permanenti

solaio in c.a. pieno h = 8 cm	2500 x 0,08	200	daN/m ²
sottofondo	2000 x 0,04	80	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²
totale permanenti		<u>g ≈ 500</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m ²
---	---------	--------------------

Soletta in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



$$L = 1,71 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 122 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 85 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 428 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 299 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Soletta in c.a.: verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$s = 0 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$d = 6,65 \text{ cm}$$

$$A_s = 14 \varnothing 7 = 5,39 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 122,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 428,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 85,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 299,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 286,10 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 1.004,90 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 562,15 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 3.844,33 \text{ kg}$$

$$x = 1,21 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,18$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	207,00 kgm	181,50 kgm	173,00 kgm

$$\sigma_c = 27,82 \text{ kg/cm}^2 \quad 24,39 \text{ kg/cm}^2 \quad 23,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 663,12 \text{ kg/cm}^2 \quad 581,43 \text{ kg/cm}^2 \quad 554,20 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

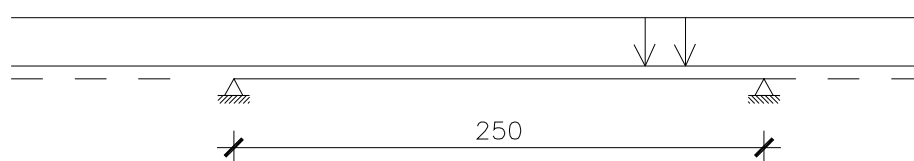
$$s_{rm} = 4,8226 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} =$	0,0001	0,0001	0,0001
apertura fessure			
$w_d =$	0,0010 cm	0,0009 cm	0,0009 cm
valore limite apertura fessure		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e a taglio soddisfatte.

Trave secondaria in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



carichi permanenti			
solaio	428 x 2	856	daN/m
peso proprio	2500 x 0,16 x 0,24	96	daN/m
totale permanenti		<u>$g = 952$</u>	daN/m
carichi accidentali			
solaio	299 x 2	$q = 598$	daN/m

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 496 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 311 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1190 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 748 \text{ daN}$$

Si considera una collaborazione della soletta piena alla resistenza della trave per una larghezza di 96 cm.

Trave secondaria in c.a.: verifiche

$b =$	96 cm		
$h =$	32 cm		
$s =$	8 cm		
$b_w =$	16 cm		
$d =$	30,6 cm		
$A_s =$	2 Ø 8 + 3 Ø 7 =	2,16 cm ²	
$A_{sw} =$	2 Ø 8 =	2,96 cm ²	(ferri piegati)
$R_{ck} =$	200,00 kg/cm ²		

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 496,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.190,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 311,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 748,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_q = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 1.111,30 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 2.669,00 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 1.111,07 \text{ kgm} \quad V_{Rcd} = 16.555,70 \text{ kg}$$

$$x = 0,51 \text{ cm} \quad V_{Rsd} = 2.366,05 \text{ kg}$$

$$x/d = 0,02 \quad V_{Rd} = 2.366,05 \text{ kg}$$

$$\text{inclinazione bielle compresse} \quad \theta = 35^\circ$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	807,00 kgm	713,70 kgm	682,60 kgm

$$\sigma_c = 13,65 \text{ kg/cm}^2 \quad 12,07 \text{ kg/cm}^2 \quad 11,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.279,87 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.131,90 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.082,58 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 8,7392 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$$\epsilon_{sm} = 0,0002 \quad 0,0002 \quad 0,0002$$

apertura fessure

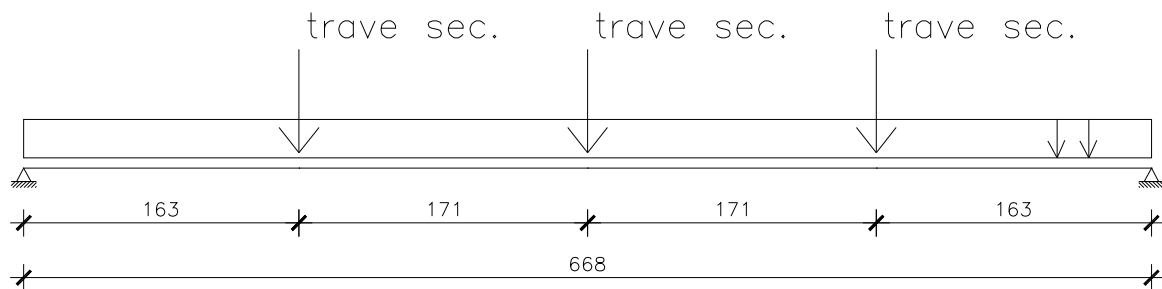
$$w_d = 0,0036 \text{ cm} \quad 0,0032 \text{ cm} \quad 0,0031 \text{ cm}$$

valore limite apertura fessure

	w3	w2
w_{amm}	0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e a taglio quasi soddisfatte, queste ultime per la presenza dei ferri piegati (sollecitazioni resistenti di poco inferiori a quelle di progetto). Vista la carenza delle staffe si prevede comunque di affiancare alle travi secondarie in c.a. due putrelle UPN 80 (vedi dopo).

Trave principale in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



carichi permanenti

trave secondaria

$$1190 \times 2$$

$$2380 \text{ daN}$$

peso proprio

$$2500 \times 0,30 \times 0,47$$

$$353 \text{ daN/m}$$

carichi accidentali

trave secondaria

$$748 \times 2$$

$$1496 \text{ daN}$$

Alle due estremità della trave si attribuisce un grado di semi-incastro offerto dalla muratura perimetrale.

$$M_g = 6706 \text{ daNm}$$

$$M_q = 3390 \text{ daNm}$$

$$V_g = 4749 \text{ daN}$$

$$V_q = 2244 \text{ daN}$$

Si considera una collaborazione della soletta piena alla resistenza della trave per una larghezza di 163 cm.

Trave principale in c.a.: verifiche

$$b = 163 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$s = 8 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d = 52,6 \text{ cm}$$

$$A_s = 1 \text{ } \varnothing 18 + 5 \text{ } \varnothing 16 = 12,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \text{ } \varnothing 16 + 1 \text{ } \varnothing 18 = 5,25 \text{ cm}^2 \quad (\text{ferri piegati})$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$M_{perm} =$	6.706,00 kgm	$V_{perm} =$	4.749,00 kg
azioni interne dovute ai carichi accidentali			
$M_{acc} =$	3.390,00 kgm	$V_{acc} =$	2.244,00 kg

STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_g =$	1,3		
$\gamma_q =$	1,5		
$M_{Ed} =$	13.802,80 kgm	$V_{Ed} =$	9.539,70 kg
$M_{Rd} =$	11.065,74 kgm	$V_{Rcd} =$	53.359,66 kg
$x =$	1,74 cm	$V_{Rsd} =$	7.214,75 kg
$x/d =$	0,03	$V_{Rd} =$	7.214,75 kg
inclinazione bielle compresse		$\theta =$	35°

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
$M =$	10.096,00 kgm	9.079,00 kgm	8.740,00 kgm

$\sigma_c =$	25,71 kg/cm ²	23,12 kg/cm ²	22,26 kg/cm ²
$\sigma_s =$	1.621,40 kg/cm ²	1.458,07 kg/cm ²	1.403,63 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} =$	99,60 kg/cm ²	74,70 kg/cm ²
$\sigma_{s,amm} =$	1.760,00 kg/cm ²	

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili
distanza tra le fessure

$s_{rm} =$ 12,5509 cm
deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} =$	0,0006	0,0005	0,0005
apertura fessure			

$w_d =$	0,0128 cm	0,0107 cm	0,0100 cm
---------	-----------	-----------	-----------

valore limite apertura fessure

	w_3	w_2
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e a taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Per il solaio in oggetto non occorrerebbe realizzare il rinforzo della soletta, contrariamente invece a quanto visto per le travi, sia le principali che le secondarie. Tuttavia viene anche in questo caso realizzata la cappa in c.a. previa asportazione del sottofondo e della pavimentazione esistente, al fine di fornire una migliore risposta globale della struttura all'azione del sisma di progetto e, inoltre, si prevede di affiancare a tutte le travi in c.a. due profili metallici tipo UPN che, come già detto per i casi precedenti, a favore di sicurezza vengono dimensionati per assorbire l'intera sollecitazione prevista, sia di flessione che di taglio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- soletta in c.a. pieno, spessore 8 + 5 cm, armatura inferiore invariata;
- travi secondarie in c.a. rinforzate con 2 UPN 80 affiancate alla travi esistenti;
- travi principali in c.a. rinforzate con 2 UPN 280 affiancate alla travi esistenti.

Analisi dei carichi

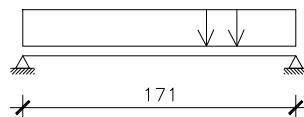
carichi permanenti

solaio in c.a. pieno h = 8 cm	2500 x 0,08	200	daN/m ²
cappa aggiuntiva 5 cm	2500 x 0,05	125	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²
totale permanenti		<u>g = 543</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m ²
---	---------	--------------------

Soletta in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni



$$L = 1,71 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 132 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 85 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 464 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 299 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Soletta in c.a.: verifiche

b =	100 cm
h =	13 cm
s =	0 cm
b _w =	100 cm
d =	11,65 cm

$$A_s = 14 \cdot \emptyset \cdot 7 = 5,39 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 132,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 464,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 85,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 299,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_g = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 299,10 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 1.051,70 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 1.018,04 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 5.586,71 \text{ kg}$$

$$x = 1,21 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,10$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	217,00 kgm	191,50 kgm	183,00 kgm
σ_c	11,52 kg/cm ²	10,17 kg/cm ²	9,71 kg/cm ²
σ_s	385,49 kg/cm ²	340,19 kg/cm ²	325,09 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 6,1097 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$$\epsilon_{sm} = 0,0001 \quad 0,0001 \quad 0,0001$$

apertura fessure

$$w_d = 0,0008 \text{ cm} \quad 0,0007 \text{ cm} \quad 0,0006 \text{ cm}$$

valore limite apertura fessure

$$w_{amm} = w3 \quad 0,04 \text{ cm} \quad w2 \quad 0,03 \text{ cm}$$

Verifiche flessionali e a taglio soddisfatte.

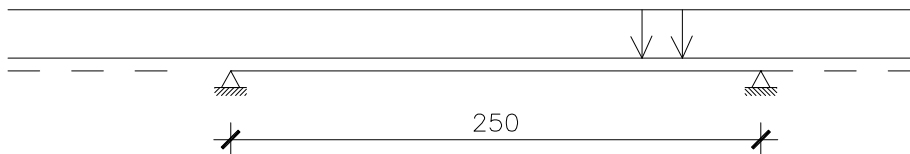
Travi secondarie in acciaio: progetto del rinforzo

n. 2 UPN80

$$J = 106 \text{ cm}^4$$

$$W = 26,5 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 4,92 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti

solaio	464 x 2	928	daN/m
peso proprio trave in c.a.	2500 x 0,16 x 0,24	96	daN/m
peso proprio 2 UPN 80	8,65 x 2	17	daN/m

totale permanenti g = 969 daN/m

carichi accidentali

solaio 299 x 2 q = 598 daN/m

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 505 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 311 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1211 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 748 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (M_g \times 1,3) + (M_q \times 1,5) = 1123 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{2 \times W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 1388 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (V_g \times 1,3) + (V_q \times 1,5) = 2696 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{2 \times A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 14879 \text{ daN}$$

Verifiche soddisfatte.

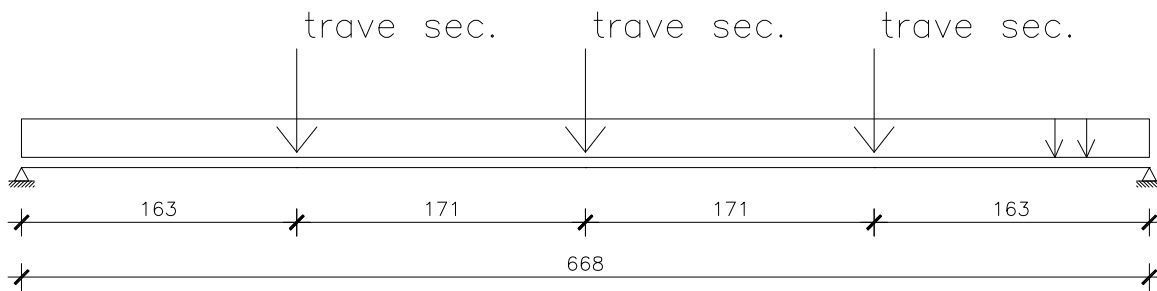
Travi principali in acciaio: progetto del rinforzo

n. 2 UPN280

$$J = 6280 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 532 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 29,28 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti

trave secondaria	1211 x 2	2422	daN
peso proprio	2500 x 0,30 x 0,47	353	daN/m
peso proprio 2 UPN 280	41,8 x 2	84	daN/m

carichi accidentali

trave secondaria	748 x 2	1496	daN
------------------	---------	------	-----

Alle due estremità della trave si attribuisce un grado di semi-incastro offerto dalla muratura perimetrale.

$$M_g = 7114 \text{ daNm}$$

$$M_q = 3390 \text{ daNm}$$

$$V_g = 5093 \text{ daN}$$

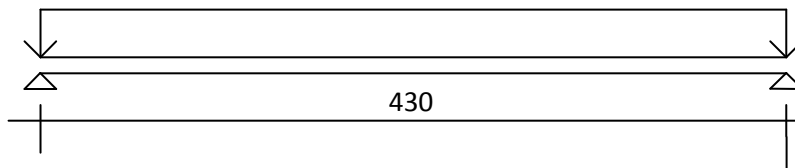
$$V_q = 2244 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (M_g \times 1,3) + (M_q \times 1,5) = 14333 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{2 \times W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 27867 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (V_g \times 1,3) + (V_q \times 1,5) = 9987 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{2 \times A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 88549 \text{ daN}$$

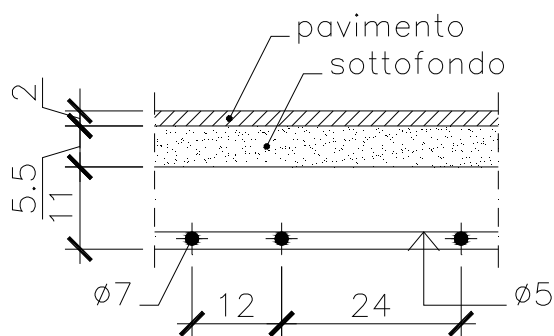
Verifiche soddisfatte.

5. SOLAIO COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 14)



Caratteristiche geometriche e di armatura:

- trave 15 x 30 cm, con superiore soletta in c.a. spessore 12 cm circa
- interasse travi: 2,80 m
- armatura inferiore: 4 ϕ 18



analisi dei carichi sul solaio

carichi permanenti

soletta in c.a.	2500 x 0,12	300	daN/m ²
sottofondo	2000 x 0,03	60	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²
totale permanenti		<u>g = 638</u>	daN/m ²

carichi accidentali

(Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole) q = 350 daN/m²

carichi sulla trave

carichi permanenti

solaio	638 x 2,80	1786	daN/m
peso proprio trave	2500 x 0,17 x 0,30	128	daN/m
totale permanenti		<u>g = 1914</u>	daN/m

carichi accidentali

350 x 2,80 q = 980 daN/m

L = 4,30 m

$$M_g = 1/12 \times 1914 \times L^2 = 2949 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times 980 \times L^2 = 1510 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times 1914 \times L = 4115 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times 980 \times L = 2107 \text{ daN}$$

Verifica della trave come da stato di fatto

$$b = 125 \text{ cm}$$

$$h = 41 \text{ cm}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$bw = 15 \text{ cm}$$

$$d = 35,1 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 18 = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 2.949,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 4.115,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 1.510,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 2.107,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 6.098,70 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 8.510,00 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 5.920,00 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 3.568,69 \text{ kg}$$

$$x = 1,83 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,05$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	4.459,00 kgm	4.006,00 kgm	3.855,00 kgm

$$\sigma_c = 27,13 \text{ kg/cm}^2 \quad 24,37 \text{ kg/cm}^2 \quad 23,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.352,33 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.214,94 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.169,14 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		
$s_{rm} =$	19,3359 cm	
deformazione media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} =$	0,0006	0,0005
apertura fessure		
$w_d =$	0,0184 cm	0,0160 cm
		0,0151 cm
valore limite apertura fessure		
	w_3	w_2
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm

La verifica a flessione si potrebbe quasi considerare soddisfatta, la verifica a taglio risulterebbe soddisfatta in prossimità dell'appoggio per la presenza dei ferri piegati (verifica non riportata); in considerazione però della modestissima presenza di staffe (praticamente assenti in campata), che potrebbe favorire meccanismi di rottura di tipo fragile, si prevede di affiancare alla trave due profili metallici tipo UPN che a favore di sicurezza vengono dimensionati per assorbire l'intera sollecitazione prevista, sia di flessione che di taglio.

Verifica della struttura di rinforzo

n. 2 UPN160

$$J = 925 \text{ cm}^4 \quad W_{pl} = 138 \text{ cm}^3 \quad A_{vz} = 12,6 \text{ cm}^2$$

carichi permanenti

struttura esistente		1914	daN/m
peso proprio travi	18,8 x 2	38	daN/m

totale permanenti		$g = 1952$	daN/m
-------------------	--	------------	-------

carichi variabili

solaio	534 x 2	$q = 1068$	daN/m
--------	---------	------------	-------

$$M_g = 1/12 \times 1952 \times 4,30^2 = 3008 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times 980 \times 4,30^2 = 1510 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times 1952 \times 4,30 = 4197 \text{ daN}$$

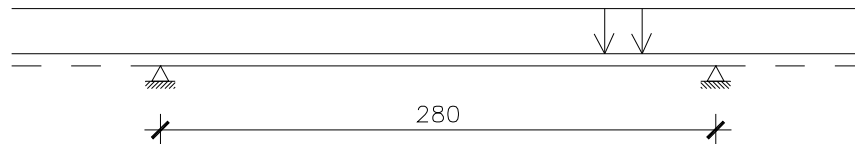
$$V_q = 1/2 \times 980 \times 4,30 = 2107 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (3008 \times 1,3) + (1510 \times 1,5) = 6175 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{2 \times W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 7228 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (4197 \times 1,3) + (2107 \times 1,5) = 8617 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{2 \times A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 38105 \text{ daN}$$

6. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 19 - 20)

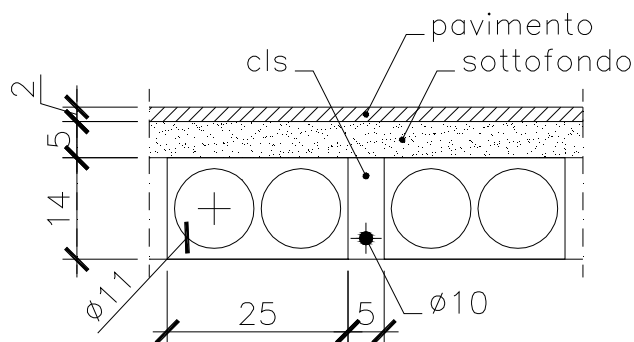
Solaio in laterocemento con travetto in calcestruzzo e laterizi di alleggerimento, il solaio non ha una cappa superiore in calcestruzzo.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=14$ cm
- 1 travetto/30 cm, largo 5 cm
- armatura inferiore: $1\phi 10$ /travetto



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in laterocemento $h=14$ cm (senza cappa)	100	daN/m ²
sottofondo	2000 x 0,05	100 daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48 daN/m ²
tavolati		150 daN/m ²
totale permanenti	<u>$g = 398$</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Sollecitazioni

$L = 2,80$ m

$$M_g = 1/10 \times g \times L^2 = 312 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/10 \times q \times L^2 = 274 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 557 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 490 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

b =	16,66	cm
h =	14	cm
s =	0	cm
b _w =	16,66	cm
d =	11,5	cm
A _s =	3,3 Ø 10	= 2,59 cm ²
R _{ck} =	200,00	kg/cm ²
f _{yk} =	2.200,00	kg/cm ²
n =	15	

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{\text{perm}} = 312,00 \text{ kgm} \quad V_{\text{perm}} = 557,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{\text{acc}} = 274,00 \text{ kgm} \quad V_{\text{acc}} = 490,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

γ _g =	1,3	
γ _q =	1,5	
M _{Ed} =	816,60 kgm	V _{Ed} = 1.459,10 kg
M _{Rd} =	443,03 kgm	V _{Rd} = 1.313,97 kg
x =	3,50 cm	
x/d =	0,30	

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M =	586,00 kgm	503,80 kgm	476,40 kgm
σ _c =	135,22 kg/cm ²	116,25 kg/cm ²	109,93 kg/cm ²
σ _s =	2.327,31 kg/cm ²	2.000,85 kg/cm ²	1.892,03 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

σ _{c,amm} =	99,60 kg/cm ²	74,70 kg/cm ²
σ _{s,amm} =	1.760,00 kg/cm ²	

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		

$s_{rm} =$	6,0275 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0011	0,0009	0,0008
apertura fessure			
$w_d =$	0,0109 cm	0,0092 cm	0,0087 cm
valore limite apertura fessure			
		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e di taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Si aggiunge una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata; inoltre si aggiungono barre di armatura superiori da annegare nel getto della cappa per migliorare il comportamento a "trave continua" del solaio. La nuova pavimentazione in resina non prevede il getto di un nuovo sottofondo in calcestruzzo per la posa della stessa.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=14 + 5 = 19$ cm
- 1 travetto/30 cm, largo 5 cm
- armatura inferiore: $1\phi 10/\text{travetto}$

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in laterocemento $h=19$ cm (con cappa)	225	daN/m ²
pavimento 2400 x 0,02	48	daN/m ²
tavolati	150	daN/m ²
totale permanenti	$g = 423$	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Sollecitazioni

$$L = 2,80 \text{ m}$$

$$M_g = 1/14 \times g \times L^2 = 237 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/14 \times q \times L^2 = 196 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 592 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 490 \text{ daN}$$

Verifiche

$b = 100 \text{ cm}$
 $h = 19 \text{ cm}$
 $s = 5 \text{ cm}$
 $b_w = 16,66 \text{ cm}$
 $d = 16,5 \text{ cm}$
 $A_s = 3,3 \text{ } \varnothing \text{ } 10 = 2,59 \text{ cm}^2$
 $R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 15$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$M_{perm} = 237,00 \text{ kgm}$ $V_{perm} = 592,00 \text{ kg}$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$M_{acc} = 196,00 \text{ kgm}$ $V_{acc} = 490,00 \text{ kg}$

STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_g = 1,3$
 $\gamma_q = 1,5$
 $M_{Ed} = 602,10 \text{ kgm}$ $V_{Ed} = 1.504,60 \text{ kg}$
 $M_{Rd} = 713,49 \text{ kgm}$ $V_{Rd} = 1.671,51 \text{ kg}$
 $x = 0,58 \text{ cm}$
 $x/d = 0,04$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
$M =$	433,00 kgm	374,20 kgm	354,60 kgm
$\sigma_c =$	17,46 kg/cm ²	15,09 kg/cm ²	14,30 kg/cm ²
$\sigma_s =$	1.082,82 kg/cm ²	935,78 kg/cm ²	886,76 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie
 lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2$ 74,70 kg/cm²
 $\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} = 14,4220 \text{ cm}$
 deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = 0,0003$ 0,0002 0,0002
 apertura fessure

$w_d = 0,0064 \text{ cm}$ 0,0044 cm 0,0041 cm

valore limite apertura fessure

$w_{amm} =$

w_3

0,04 cm

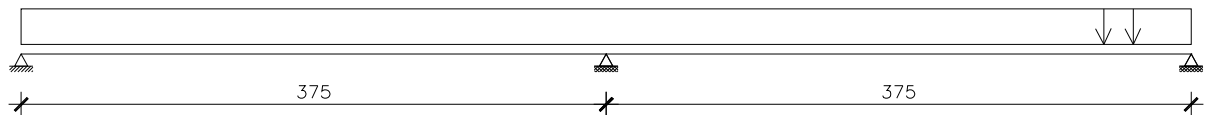
w_2

0,03 cm

Verifiche flessionali e di taglio soddisfatte.

7. SOLAIO DI COPERTURA PIANO SEMINTERRATO (SONDAGGIO N. 21)

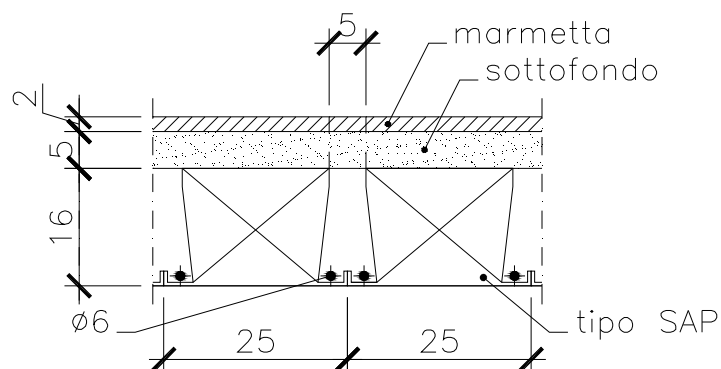
Solaio in laterocemento con travetto in calcestruzzo e laterizi di alleggerimento, il solaio non ha una cappa superiore in calcestruzzo.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 15$ cm
- 1 travetto/25 cm, largo 5 cm
- armatura inferiore: $2\phi 6$ /travetto



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in laterocemento $h=15$ cm (senza cappa)	200	daN/m ²
sottofondo 2000 x 0,05	100	daN/m ²
pavimento 2400 x 0,02	48	daN/m ²
tavolati	150	daN/m ²
totale permanenti	<u>$g \approx 500$</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Sollecitazioni

$L = 3,75$ m

$$M_g = 1/10 \times g \times L^2 = 703 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/10 \times q \times L^2 = 492 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 938 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 656 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$s = 0 \text{ cm}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$d = 11,65 \text{ cm}$$

$$A_s = 8 \varnothing 6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 703,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 938,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 492,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 656,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 1.651,90 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 2.203,40 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 410,55 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 1.430,65 \text{ kg}$$

$$x = 2,31 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,20$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	1.195,00 kgm	1.047,40 kgm	998,20 kgm

$$\sigma_c = 247,05 \text{ kg/cm}^2 \quad 216,54 \text{ kg/cm}^2 \quad 206,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 5.259,48 \text{ kg/cm}^2 \quad 4.609,86 \text{ kg/cm}^2 \quad 4.393,32 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} = \#DIV/0!$ cm
deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = 0,0025$ $0,0021$ $0,0020$
apertura fessure

$w_d = \#DIV/0!$ cm $\#DIV/0!$ cm $\#DIV/0!$ cm

valore limite apertura fessure

$w_{amm} =$ $w3$ $w2$
 $0,04$ cm $0,03$ cm

Verifiche flessionali e di taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Si aggiunge una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata; inoltre si aggiungono barre di armatura superiori da annegare nel getto della cappa per migliorare il comportamento a "trave continua" del solaio. La nuova pavimentazione in resina non prevede il getto di un nuovo sottofondo in calcestruzzo per la posa della stessa.

Tuttavia la sola cappa non è sufficiente a ottenere la portata richiesta, per cui vengono realizzati travetti di rinforzo in spessore di solaio (mediante demolizione di una fila di pignatte ogni metro di solaio), contestualmente alla realizzazione della cappa armata.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 15 + 5 = 20$ cm
- 1 travetto/25 cm largo 5 cm + 1 travetto di rinforzo/100 cm largo 20 cm
- armatura inferiore: $(8\phi 6 + 3 \phi 12)/100$ cm

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in laterocemento $h = 20$ cm (con cappa e travetto di rinforzo)	380	daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48 daN/m ²
tavolati		150 daN/m ²
totale permanenti	<hr/> g = 578	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m ²
---	---------	--------------------

Sollecitazioni

$L = 3,75$ m

$$M_g = 1/14 \times g \times L^2 = 581 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/14 \times q \times L^2 = 352 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1084 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 656 \text{ daN}$$

Verifiche

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 21 \text{ cm} \\ s &= 5 \text{ cm} \\ b_w &= 40 \text{ cm} \\ d &= 16,4 \text{ cm} \\ A_s &= 8 \varnothing 6 + 3 \varnothing 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 200,00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{yk} &= 2.200,00 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \end{aligned}$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 581,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.084,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 352,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 656,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1,3 \\ \gamma_a &= 1,5 \\ M_{Ed} &= 1.283,30 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 2.393,20 \text{ kg} \\ M_{Rd} &= 1.520,76 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 3.871,49 \text{ kg} \\ x &= 1,27 \text{ cm} \\ x/d &= 0,08 \end{aligned}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	933,00 kgm	827,40 kgm	792,20 kgm
σ_c	27,86 kg/cm ²	24,71 kg/cm ²	23,66 kg/cm ²
σ_s	1.107,18 kg/cm ²	981,86 kg/cm ²	940,09 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\begin{aligned} \sigma_{c,amm} &= 99,60 \text{ kg/cm}^2 & 74,70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,amm} &= 1.760,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

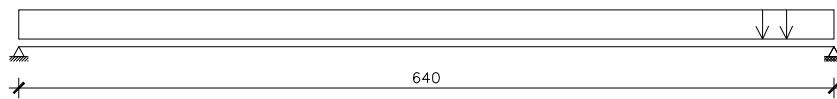
tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		
s_{rm}	12,3545 cm	
deformazione media dell'armatura		

$\epsilon_{sm} =$	0,0002	0,0002	0,0002
apertura fessure			
$w_d =$	0,0048 cm	0,0039 cm	0,0038 cm
valore limite apertura fessure			
	w_3	w_2	
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm	

Verifiche flessionali e di taglio soddisfatte.

8. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGI N. 1 - 2)

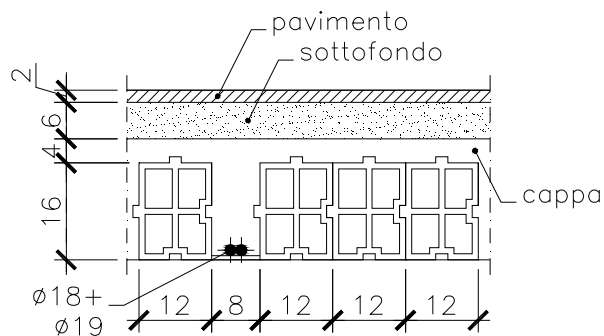
Solaio in laterocemento con cappa di completamento in c.a.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 16 + 4 = 20$ cm
- 1 travetto/44 cm, larghezza 8 cm
- armatura inferiore: $(1\phi 18 + 1\phi 19)/\text{travetto}$



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio $h = 16 + 4 = 20$ cm		278	daN/m
sottofondo	$2000 \times 0,06$	120	daN/m
pavimento	$2400 \times 0,02$	48	daN/m
intonaco	$2000 \times 0,01$	20	daN/m
tavolati		150	daN/m
totale permanenti		<u>$g = 616$</u>	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m
---	-----------	-------

Sollecitazioni

$$L = 6,40 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 2103 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 1195 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1971 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1120 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ s &= 4 \text{ cm} \\ b_w &= 18 \text{ cm} \\ d &= 18,05 \text{ cm} \\ A_s &= 2,3 \varnothing 18 + 2 \varnothing 19 = 12,21 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 200,00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{yk} &= 2.200,00 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \end{aligned}$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 2.103,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.971,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 1.195,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 1.120,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\begin{aligned} \gamma_g &= 1,3 \\ \gamma_q &= 1,5 \\ M_{Ed} &= 4.526,40 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 4.242,30 \text{ kg} \\ M_{Rd} &= 3.446,66 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 2.538,41 \text{ kg} \\ x &= 3,43 \text{ cm} \\ x/d &= 0,19 \end{aligned}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	3.298,00 kgm	2.939,50 kgm	2.820,00 kgm
σ_c	68,94 kg/cm ²	61,45 kg/cm ²	58,95 kg/cm ²
σ_s	1.666,94 kg/cm ²	1.485,74 kg/cm ²	1.425,34 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\begin{aligned} \sigma_{c,amm} &= 79,68 \text{ kg/cm}^2 & 59,76 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,amm} &= 1.760,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		

$s_{rm} =$	8,2149 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0008	0,0007	0,0006
apertura fessure			
$w_d =$	0,0107 cm	0,0094 cm	0,0090 cm
valore limite apertura fessure			
		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Per il rinforzo del solaio si prevede di aggiungere una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. Trattandosi di un intervento da realizzarsi al piano primo, piano non interessato dalle opere di ristrutturazione in oggetto, si raccomanda che esso venga realizzato qualora si decida di intervenire sui restanti piani dell'edificio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 16 + 4 + 5 = 25$ cm
- 1 travetto/44 cm, larghezza 8 cm
- armatura inferiore: (1 ϕ 18 + 1 ϕ 19)/travetto

Analisi dei carichi

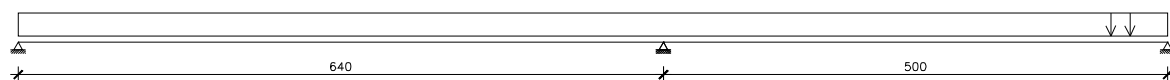
carichi permanenti

solaio $h = 16 + 4 = 20$ cm		278	daN/m
cappa aggiuntiva 5 cm	2500 x 0,05	125	daN/m
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m
tavolati		150	daN/m
totale permanenti		$g = 621$	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m
---	-----------	-------

Schema di calcolo e sollecitazioni



Nel calcolo del solaio si tiene conto della continuità del solaio, da realizzare con l'inserimento di barre superiori passanti nel muro, annegate nel nuovo getto in c.a.

$$L = 6,40 \text{ m}$$

$$M_g = 1998 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1126 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1987 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1120 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$s = 9 \text{ cm}$$

$$b_w = 18 \text{ cm}$$

$$d = 23,05 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,3 \text{ } \varnothing 18 + 2 \text{ } \varnothing 19 = 12,21 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 1.998,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.987,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 1.120,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 1.120,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 4.277,40 \text{ kgm}$$

$$M_{Rd} = 4.536,79 \text{ kgm}$$

$$x = 2,75 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,12$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	3.118,00 kgm	2.782,00 kgm	2.670,00 kgm
σ_c	40,28 kg/cm ²	35,94 kg/cm ²	34,49 kg/cm ²
σ_s	1.243,17 kg/cm ²	1.109,20 kg/cm ²	1.064,55 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} =$	99,60 kg/cm ²	74,70 kg/cm ²
$\sigma_{s,amm} =$	1.760,00 kg/cm ²	

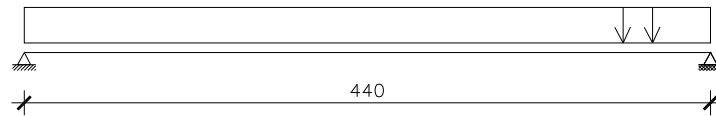
STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili	
distanza tra le fessure			
$s_{rm} =$	8,5210 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0005	0,0005	0,0004
apertura fessure			
$w_d =$	0,0078 cm	0,0068 cm	0,0065 cm
valore limite apertura fessure			
		w3	w2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche soddisfatte.

9. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 3)

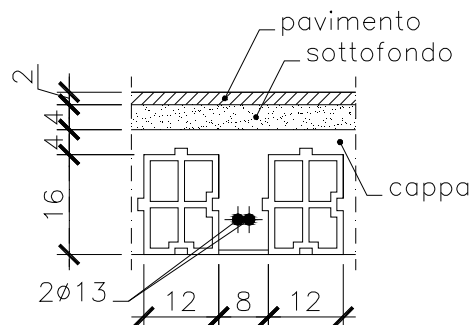
Solaio in laterocemento con cappa di completamento in c.a.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 16 + 4 = 20$ cm
- 1 travetto/44 cm, larghezza 8 cm
- armatura inferiore: $2\phi 13$ /travetto



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio $h = 16 + 4 = 20$ cm		278	daN/m
sottofondo	$2000 \times 0,06$	120	daN/m
pavimento	$2400 \times 0,02$	48	daN/m
intonaco	$2000 \times 0,01$	20	daN/m
tavolati		150	daN/m
totale permanenti		<u>$g = 616$</u>	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m
---	-----------	-------

Sollecitazioni

$$L = 4,40 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 994 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 565 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1355 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 770 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

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

$$b_w = 18 \text{ cm}$$

$$d = 18,35 \text{ cm}$$

$$A_s = 4,5 \text{ } \varnothing \text{ } 13 = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 994,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.355,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 565,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 770,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_g = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 2.139,70 \text{ kgm}$$

$$M_{Rd} = 1.786,94 \text{ kgm}$$

$$x = 1,68 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,09$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
$M =$	1.559,00 kgm	1.389,50 kgm	1.333,00 kgm

$$\sigma_c = 38,57 \text{ kg/cm}^2 \quad 34,38 \text{ kg/cm}^2 \quad 32,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.555,63 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.386,49 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.330,11 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 79,68 \text{ kg/cm}^2 \quad 59,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} =$	8,8357 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0007	0,0006	0,0006
apertura fessure			
$w_d =$	0,0101 cm	0,0088 cm	0,0083 cm
valore limite apertura fessure			
		w3	w2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Per il rinforzo del solaio si prevede di aggiungere una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. Trattandosi di un intervento da realizzarsi al piano primo, piano non interessato dalle opere di ristrutturazione in oggetto, si raccomanda che esso venga realizzato qualora si decida di intervenire sui restanti piani dell'edificio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 16 + 4 + 5 = 25$ cm
- 1 travetto/44 cm, larghezza 8 cm
- armatura inferiore: 2 ϕ 13/travetto

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio $h = 16 + 4 = 20$ cm		278	daN/m
cappa aggiuntiva 5 cm	2500 x 0,05	125	daN/m
pavimento	2400 x 0,02	48	daN/m
intonaco	2000 x 0,01	20	daN/m
tavolati		150	daN/m
totale permanenti		<hr/> g = 621	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m
---	---------	-------

Sollecitazioni

Nel calcolo del solaio si tiene conto della continuità del solaio, da realizzare con l'inserimento di barre superiori passanti nel muro, annegate nel nuovo getto in c.a.

$$L = 4,40 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 1002 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 565 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1366 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 770 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$s = 9 \text{ cm}$$

$$b_w = 18 \text{ cm}$$

$$d = 23,35 \text{ cm}$$

$$A_s = 4,5 \text{ } \varnothing 13 = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 0,5 \text{ } \varnothing 13 / 40 = 3,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 1.002,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.366,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 565,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 770,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_g = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 2.150,10 \text{ kgm}$$

$$M_{Rd} = 2.305,92 \text{ kgm}$$

$$x = 1,34 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,06$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	1.567,00 kgm	1.397,50 kgm	1.341,00 kgm
σ_c	25,91 kg/cm ²	23,10 kg/cm ²	22,17 kg/cm ²
σ_s	1.221,83 kg/cm ²	1.089,66 kg/cm ²	1.045,61 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

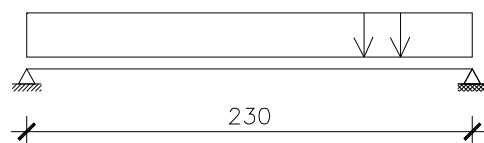
STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili	
distanza tra le fessure			
$s_{rm} =$	9,2608 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0005	0,0004	0,0004
apertura fessure			
$w_d =$	0,0074 cm	0,0062 cm	0,0058 cm
valore limite apertura fessure			
		w3	w2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche soddisfatte.

10. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 4)

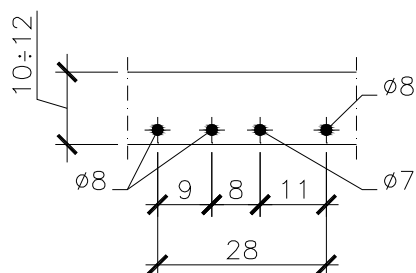
Solaio in in c.a pieno.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio c.a. pieno spessore minimo 10 cm
- armatura inferiore: 10 ϕ 8 al metro in media



Analisi dei carichi

carichi permanenti

soletta piena 12 cm (a vantaggio di sicurezza)	300	daN/m
sottofondo	2000 x 0,06	120 daN/m
pavimento	2400 x 0,02	48 daN/m
intonaco	2000 x 0,01	20 daN/m

totale permanenti

$$g = 488 \text{ daN/m}$$

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	q = 350	daN/m
---	---------	-------

Sollecitazioni

$$L = 2,30 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 215 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 154 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 561 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 403 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$s = 0 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8,1 \text{ cm}$$

$$A_s = 10 \text{ } \varnothing \text{ } 8 = 5,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \text{ } \varnothing \text{ } 12 / 5 = 90,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 215,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 561,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 154,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 403,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 510,50 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 1.333,80 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 650,56 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 4.284,31 \text{ kg}$$

$$x = 1,13 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,14$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	369,00 kgm	322,80 kgm	307,40 kgm

$$\sigma_c = 36,54 \text{ kg/cm}^2 \quad 31,96 \text{ kg/cm}^2 \quad 30,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.025,35 \text{ kg/cm}^2 \quad 896,97 \text{ kg/cm}^2 \quad 854,18 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} = 7,2381 \text{ cm}$
deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} = 0,0002$
apertura fessure

$w_d = 0,0024 \text{ cm}$

valore limite apertura fessure

$w_{amm} =$

0,0002

0,0002

0,0021 cm

0,0020 cm

w3

0,04 cm

w2

0,03 cm

Verifiche soddisfatte.

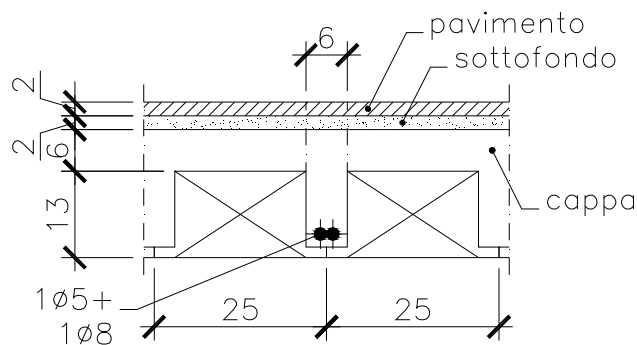
11. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 5)

Solaio in laterocemento con travetto e cappa superiore in c.a., laterizi di alleggerimento; il solaio si appoggia su travi rompitratta in c.a.

Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=13 + 6 = 19$ cm
- 1 travetto/25 cm, largo 6 cm
- armatura inferiore: (1 ϕ 5 + 1 ϕ 8)/travetto



Analisi dei carichi

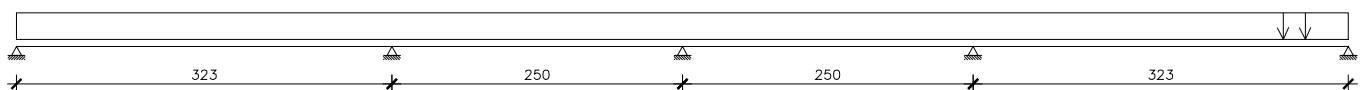
carichi permanenti

solaio in laterocemento $h = 13+6$	297	daN/m ²
sottofondo	2000 x 0,02	40 daN/m ²
pavimento	2400 x 0,02	48 daN/m ²
intonaco	2000 x 0,015	30 daN/m ²
tavolati	150	daN/m ²
totale permanenti	<u>$g = 565$</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Solaio in laterocemento: schema di calcolo e sollecitazioni



Si considera un minimo grado di incastro offerto dai muri perimetrali.

$$L_{\max} = 3,23 \text{ m}$$

$$M_g = 1/14 \times g \times L^2 = 421 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/14 \times q \times L^2 = 261 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 912 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 565 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Solaio: verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 17,5 \text{ cm}$$

$$s = 6 \text{ cm}$$

$$b_w = 24 \text{ cm}$$

$$d = 15,6 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \varnothing 5 + 4 \varnothing 8 = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 421,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 912,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 261,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 565,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_g = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 938,80 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 2.033,10 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 726,25 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 2.106,39 \text{ kg}$$

$$x = 0,63 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,04$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	682,00 kgm	603,70 kgm	577,60 kgm

$$\sigma_c = 29,14 \text{ kg/cm}^2 \quad 25,80 \text{ kg/cm}^2 \quad 24,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.679,19 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.486,41 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.422,14 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

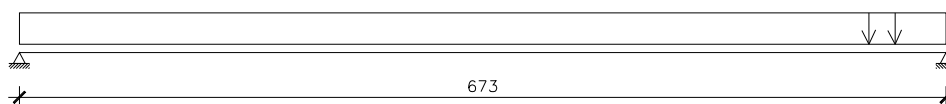
$s_{rm} =$	7,8821 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0006	0,0005	0,0004
apertura fessure			
$w_d =$	0,0080 cm	0,0064 cm	0,0059 cm
valore limite apertura fessure			
		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali non soddisfatte.

Trave in c.a.: schema di calcolo e sollecitazioni

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- $H_{tot} = 61$, $B = 30$;
- armatura inferiore: $(1\phi 5 + 1\phi 8)/travetto$



carichi permanenti			
solaio	$565 \times (3,23+2,50)/2$	1619	daN/m
peso proprio	$2500 \times 0,30 \times 0,38$	285	daN/m
totale permanenti		$g = 1904$	daN/m
carichi accidentali			
solaio	$350 \times (3,23+2,50)/2$	$q = 1003$	daN/m

$$L = 6,73 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 7186 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 3785 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 6407 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 3375 \text{ daN}$$

Trave in c.a.: verifiche

$b =$	30 cm		
$h =$	56 cm		
$s =$	0 cm		
$b_w =$	30 cm		
$d =$	54,05 cm		
$A_s =$	$6 \text{ } \emptyset 18 + 0 \text{ } \emptyset 19 =$	15,27 cm ²	
$A_{sw} =$	$3 \text{ } \emptyset 18 =$	5,65 cm ²	(ferri piegati)

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 7.186,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 6.407,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 3.785,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 3.375,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 15.019,30 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 13.391,60 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 12.782,75 \text{ kgm} \quad V_{Rcd} = 46.880,69 \text{ kg}$$

$$x = 11,45 \text{ cm} \quad V_{Rsd} = 8.993,19 \text{ kg}$$

$$x/d = 0,21 \quad V_{Rd} = 8.993,19 \text{ kg}$$

$$\text{inclinazione bielle compresse} \quad \theta = 30^\circ$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	10.971,00 kgm	9.835,50 kgm	9.457,00 kgm

$$\sigma_c = 70,92 \text{ kg/cm}^2 \quad 63,58 \text{ kg/cm}^2 \quad 61,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.539,10 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.379,81 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.326,71 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		

$$s_{rm} = 5,8946 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$$\epsilon_{sm} = 0,0006 \quad 0,0006 \quad 0,0005$$

apertura fessure

$$w_d = 0,0064 \text{ cm} \quad 0,0056 \text{ cm} \quad 0,0053 \text{ cm}$$

valore limite apertura fessure

	w3	w2
$w_{amm} =$	0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e a taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Per il rinforzo del solaio si prevede di aggiungere una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. Trattandosi di un intervento da realizzarsi al piano primo, piano non interessato dalle opere di ristrutturazione in oggetto, si raccomanda che esso venga realizzato qualora si decida di intervenire sui restanti piani dell'edificio.

Inoltre, poiché sia le verifiche flessionali che quelle a taglio non sono soddisfatte, si prevede di affiancare alla trave due profili metallici tipo UPN che a favore di sicurezza vengono dimensionati per assorbire l'intera sollecitazione prevista, sia di flessione che di taglio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 13 + 6 + 5 = 24$ cm
- 1 travetto/25 cm, largo 6 cm
- armatura inferiore: $(1\phi 5 + 1\phi 8)/\text{travetto}$

Analisi dei carichi

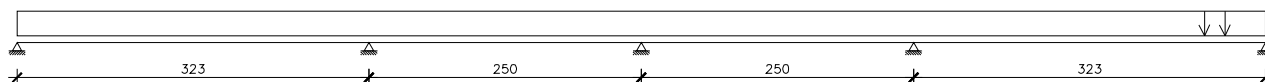
carichi permanenti

solaio in laterocemento $h = 13+6$		297	daN/m ²
cappa aggiuntiva 5 cm	$2500 \times 0,05$	125	daN/m ²
pavimento	$2400 \times 0,02$	48	daN/m ²
intonaco	$2000 \times 0,015$	30	daN/m ²
tavolati		150	daN/m ²
totale permanenti		$g = 650$	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Solaio in laterocemento: schema di calcolo e sollecitazioni



Si considera un minimo grado di incastro offerto dai muri perimetrali.

$$L_{\max} = 3,23 \text{ m}$$

$$M_g = 1/16 \times g \times L^2 = 424 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/16 \times q \times L^2 = 228 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1050 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 565 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche: solaio

$$\begin{aligned}
 b &= 100 \text{ cm} \\
 h &= 22,5 \text{ cm} \\
 s &= 11 \text{ cm} \\
 b_w &= 24 \text{ cm} \\
 d &= 20,6 \text{ cm} \\
 A_s &= 4 \varnothing 5 + 4 \varnothing 8 = 2,80 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 200,00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{yk} &= 2.200,00 \text{ kg/cm}^2 \\
 n &= 15
 \end{aligned}$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 424,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.050,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 228,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 565,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\begin{aligned}
 \gamma_d &= 1,3 \\
 \gamma_d &= 1,5 \\
 M_{Ed} &= 893,20 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 2.212,50 \text{ kg} \\
 M_{Rd} &= 962,83 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 2.516,73 \text{ kg} \\
 x &= 0,63 \text{ cm} \\
 x/d &= 0,03
 \end{aligned}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	652,00 kgm	583,60 kgm	560,80 kgm
σ_c	17,93 kg/cm ²	16,05 kg/cm ²	15,42 kg/cm ²
σ_s	1.205,29 kg/cm ²	1.078,84 kg/cm ²	1.036,70 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\begin{aligned}
 \sigma_{c,amm} &= 99,60 \text{ kg/cm}^2 & 74,70 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_{s,amm} &= 1.760,00 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$\begin{aligned}
 s_{rm} &= 8,3322 \text{ cm} \\
 \text{deformazione media dell'armatura}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{sm} &= 0,0002 & 0,0002 & 0,0002 \\
 \text{apertura fessure}
 \end{aligned}$$

$$w_d = 0,0033 \text{ cm} \quad 0,0029 \text{ cm} \quad 0,0028 \text{ cm}$$

valore limite apertura fessure

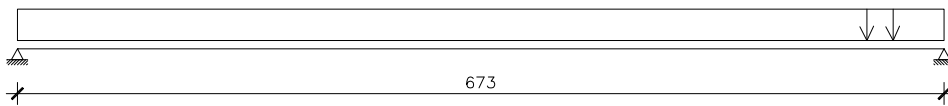
$$w_{amm} = \begin{matrix} w3 & w2 \\ 0,04 \text{ cm} & 0,03 \text{ cm} \end{matrix}$$

Verifiche flessionali e a taglio soddisfatte.

Travi in acciaio: progetto del rinforzo

n. 2 UPN140

$$J = 3600 \text{ cm}^4 \qquad W_{pl} = 358 \text{ cm}^3 \qquad A_{vz} = 23,71 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti

solaio	$650 \times (3,23+2,50)/2$	1862	daN/m
peso proprio	$2500 \times 0,30 \times 0,38$	285	daN/m
peso proprio 2UPN 240	$33,2 \times 2$	66	daN/m

$$\text{totale permanenti} \qquad \qquad \qquad \underline{g = 2213} \text{ daN/m}$$

carichi accidentali

solaio	$350 \times (3,23+2,50)/2$	q = 1003	daN/m
--------	----------------------------	----------	-------

$$L = 6,73 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 8353 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 3785 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 7447 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 3375 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (M_g \times 1,3) + (M_q \times 1,5) = 16536 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{2 \times W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 18752 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (V_g \times 1,3) + (V_q \times 1,5) = 14744 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{2 \times A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 71704 \text{ daN}$$

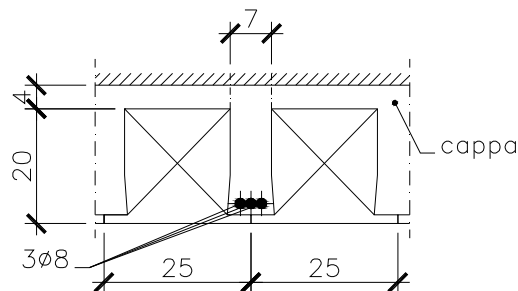
12. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 6)

Solaio in laterocemento con travetto in calcestruzzo e laterizi di alleggerimento, cappa superiore in calcestruzzo spessore 4 cm.

Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=20 + 4 = 24$ cm
- 1 travetto/25 cm, largo 7 cm
- armatura inferiore: $3\phi 8$ /travetto



Analisi dei carichi

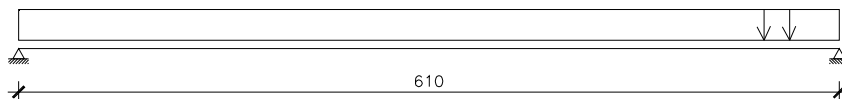
carichi permanenti

solaio in laterocemento $h=20 + 4 = 24$ cm	362	daN/m ²
sottofondo $2000 \times 0,03$	60	daN/m ²
pavimento $2400 \times 0,02$	48	daN/m ²
intonaco $2000 \times 0,01$	20	daN/m ²
tavolati	150	daN/m ²
totale permanenti	<u>$g = 640$</u>	daN/m ²

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Schema di calcolo e sollecitazioni



$$L = 6,10 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 1985 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 1085 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1952 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1068 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

b =	100	cm
h =	23	cm
s =	4	cm
b _w =	28	cm
d =	21,05	cm
A _s =	12 Ø 8	= 6,03 cm ²
R _{ck} =	200,00	kg/cm ²
f _{yk} =	2.200,00	kg/cm ²
n =	15	

azioni interne dovute ai carichi permanenti

M _{perm} =	1.985,00	kgm	V _{perm} =	1.952,00	kg
---------------------	----------	-----	---------------------	----------	----

azioni interne dovute ai carichi accidentali

M _{acc} =	1.085,00	kgm	V _{acc} =	1.068,00	kg
--------------------	----------	-----	--------------------	----------	----

STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_a =$	1,3		
$\gamma_a =$	1,5		
$M_{Ed} =$	4.208,00	kgm	$V_{Ed} =$ 4.139,60 kg
$M_{Rd} =$	2.079,50	kgm	$V_{Rd} =$ 3.636,68 kg
$x =$	1,70	cm	
$x/d =$	0.08		

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M =	3.070,00 kgm	2.744,50 kgm	2.636,00 kgm
σ _c =	61,24 kg/cm ²	54,74 kg/cm ²	52,58 kg/cm ²
σ _s =	2.626,80 kg/cm ²	2.348,29 kg/cm ²	2.255,45 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

σ _{c,amm} =	79,68 kg/cm ²	59,76 kg/cm ²
σ _{s,amm} =	1.760,00 kg/cm ²	

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura:	2	armature poco sensibili
distanza tra le fessure		
s _{rm} =	7,2062	cm

deformazione media dell'armatura

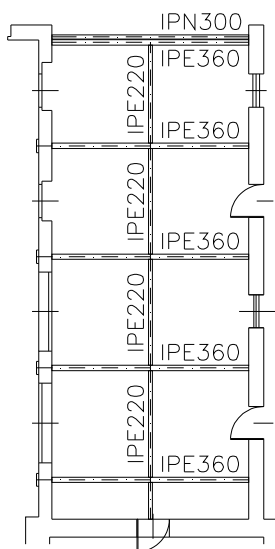
$\epsilon_{sm} =$	0,0012	0,0010	0,0010
apertura fessure			
$w_d =$	0,0144 cm	0,0127 cm	0,0121 cm
valore limite apertura fessure			
	w_3		w_2
$w_{amm} =$	0,04 cm		0,03 cm

Verifiche flessionali e di taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Vista la scarsa portata del solaio nella configurazione esistente si decide di rinforzarlo con la messa in opera di travi metalliche da forzare all'intradosso del solaio.

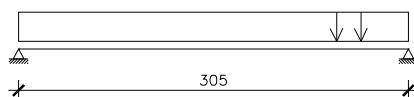
La luce del solaio esistente si dimezza; a seguire si riporta uno schema della nuova struttura del solaio.



Analisi dei carichi

Non cambia rispetto alla precedente, vanno aggiunti esclusivamente i pesi propri delle nuove travi in acciaio.

Solaio in laterocemento: schema di calcolo e sollecitazioni



$$L = 3,05 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 744 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 407 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 976 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 534 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Solaio in laterocemento: verifiche

b =	100	cm	
h =	23	cm	
s =	4	cm	
b _w =	28	cm	
d =	21,05	cm	
A _s =	12 Ø 8	=	6,03 cm ²
R _{ck} =	200,00	kg/cm ²	
f _{yk} =	2.200,00	kg/cm ²	
n =	15		

azioni interne dovute ai carichi permanenti

M _{perm} =	744,00	kgm	V _{perm} =	976,00	kg
---------------------	--------	-----	---------------------	--------	----

azioni interne dovute ai carichi accidentali

M _{acc} =	407,00	kgm	V _{acc} =	534,00	kg
--------------------	--------	-----	--------------------	--------	----

STATO LIMITE ULTIMO

γ _q =	1,3				
γ _q =	1,5				
M _{Ed} =	1.577,70	kgm	V _{Ed} =	2.069,80	kg
M _{Rd} =	2.079,50	kgm	V _{Rd} =	3.636,68	kg
x =	1,70	cm			
x/d =	0,08				

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M =	1.151,00 kgm	1.028,90 kgm	988,20 kgm
σ _c =	22,96 kg/cm ²	20,52 kg/cm ²	19,71 kg/cm ²
σ _s =	984,84 kg/cm ²	880,36 kg/cm ²	845,54 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

σ _{c,amm} =	79,68 kg/cm ²	59,76 kg/cm ²
----------------------	--------------------------	--------------------------

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 7,2062 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$$\epsilon_{sm} = 0,0003 \quad 0,0002 \quad 0,0002$$

apertura fessure

$$w_d = 0,0033 \text{ cm} \quad 0,0024 \text{ cm} \quad 0,0021 \text{ cm}$$

valore limite apertura fessure

$$w_{amm} = \quad w3 \quad w2$$

$$0,04 \text{ cm} \quad 0,03 \text{ cm}$$

Verifiche flessionali e di taglio soddisfatte.

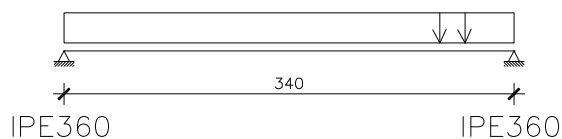
Travi secondaria in acciaio: progetto del rinforzo

IPE 220

$$J = 2772 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 285,4 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 15,88 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti

$$\text{solaio} \quad 976 \times 2 \quad 1952 \text{ daN/m}$$

$$\text{peso proprio trave} \quad 31 \text{ daN/m}$$

$$\text{totale permanenti} \quad g = 1983 \text{ daN/m}$$

carichi variabili

$$\text{solaio} \quad 534 \times 2 \quad q = 1068 \text{ daN/m}$$

$$M_g = 1/8 \times 1983 \times 3,40^2 = 2865 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/8 \times 1068 \times 3,40^2 = 1543 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times 1983 \times 3,40 = 3371 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times 1068 \times 3,40 = 1816 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (2865 \times 1,3) + (1543 \times 1,5) = 6039 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 7475 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (3371 \times 1,3) + (1816 \times 1,5) = 7106 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 24012 \text{ daN}$$

Freccia massima in situazione di esercizio (combinazione di carico rara):

$$f_{es} = \frac{5}{384} \frac{(g+q)l^4}{EJ} = 1,3 \text{ cm} = \frac{1}{261} < \frac{1}{250}$$

Freccia massima in situazione di esercizio (solo carichi variabili):

$$f_{es} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} = 0,46 \text{ cm} = \frac{1}{746} < \frac{1}{350}$$

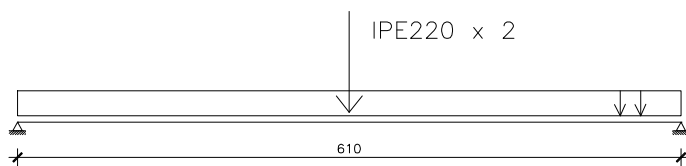
Travi principale in acciaio: progetto del rinforzo

IPE 360

$$J = 16270 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 1019 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 35,14 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti

IPE220 x 2

$$3371 \times 2$$

$$6742 \text{ daN}$$

peso proprio trave

$$57 \text{ daN/m}$$

carichi variabili

IPE220 x 2

$$1816 \times 2$$

$$3632 \text{ daN}$$

$$M_g = 10550 \text{ daNm}$$

$$M_q = 5537 \text{ daNm}$$

$$V_g = 3545 \text{ daN}$$

$$V_q = 1816 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (10550 \times 1,3) + (5537 \times 1,5) = 22021 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 26688 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (3545 \times 1,3) + (1816 \times 1,5) = 7333 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 53135 \text{ daN}$$

Freccia massima in situazione di esercizio (combinazione di carico rara):

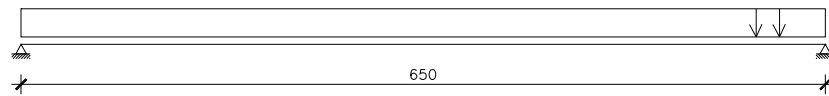
$$f_{es} = 0,96 + 0,50 \text{ cm} = \frac{1}{261} < \frac{1}{250}$$

Freccia massima in situazione di esercizio (solo carichi variabili):

$$f_{es} = 0,46 \text{ cm} = \frac{1}{746} < \frac{1}{350}$$

13. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 7)

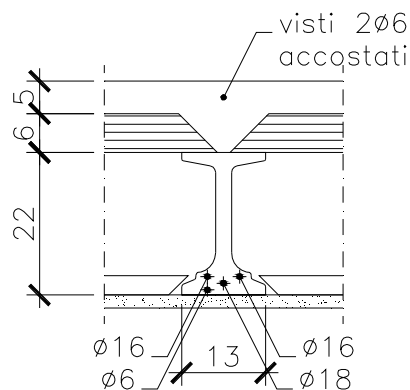
Solaio con travi in c.a. prefabbricate, tavelloni e cappa di completamento in c.a.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=28 + 5 = 33$ cm
- 1 travetto/95 cm, larghezza minima 5 cm
- armatura inferiore: $(1\phi 6 + 2\phi 16 + 1\phi 18)$ /travetto



Analisi dei carichi

carichi permanenti (calcolo per un travetto)

solaio: travetti + tavelloni + cappa	223	daN/m
sottofondo	$2000 \times 0,08 \times 0,95$	152 daN/m
pavimento	$2400 \times 0,02 \times 0,95$	46 daN/m
intonaco	$2000 \times 0,02 \times 0,95$	38 daN/m
totale permanenti	$g = 459$	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento	$q = 350 \times 0,95 = 333$	daN/m
--	-----------------------------	-------

Sollecitazioni

$L = 6,50$ m

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 1616 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 1172 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1492 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1082 \text{ daN}$$

Verifiche

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$h = 33 \text{ cm}$$

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$b_w = 5 \text{ cm}$$

$$d = 30,1655 \text{ cm}$$

$$A_s = 3 \varnothing 17 + 1 \varnothing 6 = 6,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 1 \varnothing 5 / 20 = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 1.616,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.492,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 1.172,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 1.082,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_a = 1,3$$

$$\gamma_a = 1,5$$

$$M_{Ed} = 3.858,80 \text{ kgm} \quad V_{Ed} = 3.562,60 \text{ kg}$$

$$M_{Rd} = 3.419,76 \text{ kgm} \quad V_{Rd} = 1.068,96 \text{ kg}$$

$$x = 1,62 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,05$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	2.788,00 kgm	2.436,40 kgm	2.319,20 kgm

$$\sigma_c = 31,40 \text{ kg/cm}^2 \quad 27,44 \text{ kg/cm}^2 \quad 26,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.450,89 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.267,91 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.206,92 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 10,7206 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} =$	0,0007	0,0006	0,0005
apertura fessure			
$w_d =$	0,0119 cm	0,0102 cm	0,0097 cm
valore limite apertura fessure			
	w_3		w_2
$w_{amm} =$	0,04 cm		0,03 cm

Verifiche flessionali e a taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Si aggiunge una cappa in calcestruzzo, previa parziale demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. La nuova pavimentazione in resina non prevede il getto di un nuovo sottofondo in calcestruzzo per la posa della stessa.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h=28 + 5 + 5 = 38$ cm
- 1 travetto/95 cm, larghezza minima 5 cm
- armatura inferiore: $(1\phi 6 + 2\phi 16 + 1\phi 18)/\text{travetto}$

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio: travetti + tavelloni + cappa		223	daN/m
cappa aggiuntiva 5 cm	$2500 \times 0,05 \times 0,95$	119	daN/m
sottofondo	$2000 \times 0,03 \times 0,95$	57	daN/m
pavimento	$2400 \times 0,02 \times 0,95$	46	daN/m
intonaco	$2000 \times 0,02 \times 0,95$	38	daN/m
totale permanenti		$\overline{g = 483}$	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento	$q = 350 \times 0,95 = 333$	daN/m
--	-----------------------------	-------

Schema di calcolo e sollecitazioni

$$L = 6,50 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 1701 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 1172 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 1570 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 1082 \text{ daN}$$

Verifiche

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 38 \text{ cm} \\
 s &= 10 \text{ cm} \\
 b_w &= 5 \text{ cm} \\
 d &= 35,1655 \text{ cm} \\
 A_s &= 3 \varnothing 17 + 1 \varnothing 6 = 6,85 \text{ cm}^2 \\
 A_{sw} &= 1 \varnothing 5 / 20 = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 200,00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{yk} &= 2.200,00 \text{ kg/cm}^2 \\
 n &= 15
 \end{aligned}$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 1.616,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 1.492,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 1.172,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 1.082,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\begin{aligned}
 \gamma_q &= 1,3 \\
 \gamma_d &= 1,5 \\
 M_{Ed} &= 3.858,80 \text{ kgm} \\
 M_{Rd} &= 3.999,05 \text{ kgm} \\
 x &= 1,62 \text{ cm} \\
 x/d &= 0,05
 \end{aligned}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	2.788,00 kgm	2.436,40 kgm	2.319,20 kgm

σ_c	23,37 kg/cm ²	20,42 kg/cm ²	19,44 kg/cm ²
σ_s	1.249,32 kg/cm ²	1.091,76 kg/cm ²	1.039,24 kg/cm ²

esposizione struttura:

lato trazione:	a	condizioni ambientali ordinarie
lato compressione:	a	condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm}$	99,60 kg/cm ²	74,70 kg/cm ²
$\sigma_{s,amm}$	1.760,00 kg/cm ²	

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 10,8635 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

ϵ_{sm}	0,0005	0,0005	0,0004
apertura fessure			

w_d	0,0101 cm	0,0086 cm	0,0081 cm
-------	-----------	-----------	-----------

valore limite apertura fessure

$w_{amm} =$

w_3

0,04 cm

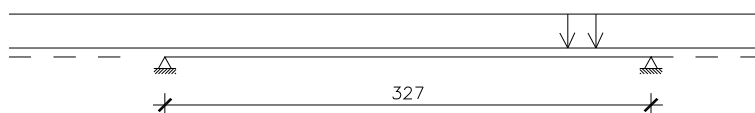
w_2

0,03 cm

Verifiche flessionali soddisfatte.

14. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 8)

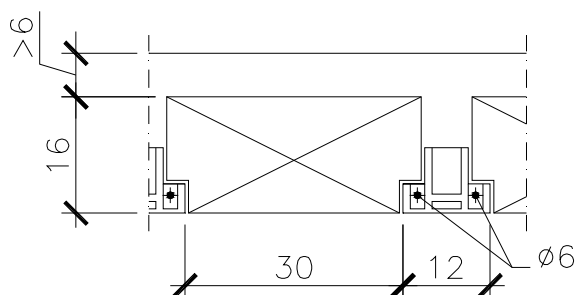
Solaio in laterocemento con travetto tipo celersap in laterizio e calcestruzzo e blocchi di alleggerimento in laterizio, cappa superiore in calcestruzzo spessore minimo 6 cm. Il solaio si appoggia su travi rompitratta in acciaio IPN 260.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 14 + 6 = 20$ cm
- 1 travetto/42 cm, larghezza minima 5 cm
- armatura inferiore: $2\phi 6$ /travetto



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio in laterocemento $h = 14 + 6 = 20$ cm	315	daN/m ²
sottofondo 2000 x 0,08	160	daN/m ²
pavimento 2400 x 0,02	48	daN/m ²
intonaco 2000 x 0,01	20	daN/m ²

totale permanenti	<u>$g = 543$</u>	daN/m ²
-------------------	-----------------------------	--------------------

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m ²
---	-----------	--------------------

Sollecitazioni

$L = 3,27$ m

$$M_g = 1/12 \times g \times 3,27^2 = 484 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times 3,27^2 = 312 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times 3,27 = 888 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times 3,27 = 572 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$b = 100 \text{ cm}$
 $h = 20 \text{ cm}$
 $s = 6 \text{ cm}$
 $b_w = 5 \text{ cm}$
 $d = 18,7 \text{ cm}$

$A_s = 4,7 \text{ } \varnothing 6 = 1,33 \text{ cm}^2$

$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 15$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$M_{perm} = 484,00 \text{ kgm}$ $V_{perm} = 888,00 \text{ kg}$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$M_{acc} = 312,00 \text{ kgm}$ $V_{acc} = 572,00 \text{ kg}$

STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_a = 1,3$

$\gamma_q = 1,5$

$M_{Ed} = 1.097,20 \text{ kgm}$ kg

$M_{Rd} = 417,86 \text{ kgm}$ kg

$x = 0,30 \text{ cm}$

$x/d = 0,02$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	796,00 kgm	702,40 kgm	671,20 kgm

$\sigma_c = 35,13 \text{ kg/cm}^2$ $31,00 \text{ kg/cm}^2$ $29,62 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 3.354,98 \text{ kg/cm}^2$ $2.960,48 \text{ kg/cm}^2$ $2.828,98 \text{ kg/cm}^2$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2$ $74,70 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} =$	7,8857 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0015	0,0014	0,0013
apertura fessure			
$w_d =$	0,0207 cm	0,0181 cm	0,0172 cm
valore limite apertura fessure			
		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche flessionali e di taglio non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Vista la scarsa portata del solaio nella configurazione esistente si decide di rinforzarlo con la messa in opera di nuove travi metalliche IPE 270, di modo da dimezzare la luce del solaio e scaricare al tempo stesso le travi IPN 260 esistenti.

Analisi dei carichi

Non cambia rispetto alla precedente, vanno aggiunti esclusivamente i pesi propri delle nuove travi in acciaio.

Solaio: schema di calcolo e sollecitazioni

$$L = 3,27/2 = 1,64 \text{ m}$$

$$M_g = 1/12 \times g \times 1,64^2 = 122 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times 1,64^2 = 78 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times 1,64 = 445 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times 1,64 = 287 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Solaio: verifiche

$b =$	100 cm	
$h =$	20 cm	
$s =$	6 cm	
$b_w =$	5 cm	
$d =$	18,7 cm	
$A_s =$	$4,7 \text{ } \varnothing 6 + 0 \text{ } \varnothing 6 =$	$1,33 \text{ cm}^2$
$R_{ck} =$	$200,00 \text{ kg/cm}^2$	
$f_{yk} =$	$2.200,00 \text{ kg/cm}^2$	
$n =$	15	

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 122,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 445,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 78,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 287,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_g = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 275,60 \text{ kgm}$$

$$M_{Rd} = 417,86 \text{ kgm}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	200,00 kgm	176,60 kgm	168,80 kgm

$$\sigma_c = 8,83 \text{ kg/cm}^2 \quad 7,79 \text{ kg/cm}^2 \quad 7,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 842,96 \text{ kg/cm}^2 \quad 744,33 \text{ kg/cm}^2 \quad 711,46 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$$s_{rm} = 7,8857 \text{ cm}$$

deformazione media dell'armatura

$$\epsilon_{sm} = 0,0002 \quad 0,0001 \quad 0,0001$$

apertura fessure

$$w_d = 0,0026 \text{ cm} \quad 0,0019 \text{ cm} \quad 0,0018 \text{ cm}$$

valore limite apertura fessure

	w3	w2
w_{amm}	0,04 cm	0,03 cm

Verifiche soddisfatte.

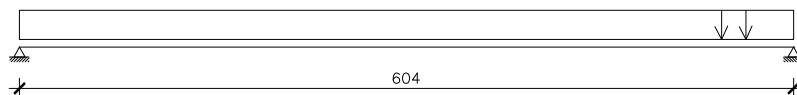
Travi nuove in acciaio: progetto del rinforzo

IPE 270

$$J = 5790 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 484 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 22,14 \text{ cm}^2$$



carichi permanenti			
solaio	445 x 2	890	daN/m
peso proprio trave		36	daN/m
totale permanenti		<u>g = 926</u>	daN/m

carichi variabili			
solaio	287 x 2	q = 574	daN/m

$$M_g = 1/10 \times g \times 6,04^2 = 3378 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/10 \times q \times 6,04^2 = 2094 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times 6,04 = 2797 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times 6,04 = 1733 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = (M_g \times 1,3) + (M_q \times 1,5) = 7532 \text{ daNm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times 2750}{1,05 \times 100} = 12676 \text{ daNm}$$

$$V_{Ed} = (V_g \times 1,3) + (V_q \times 1,5) = 6236 \text{ daN} < V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 33478 \text{ daN}$$

Freccia massima in situazione di esercizio (solo carichi variabili):

$$f_{es} = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EJ} = 0,82 \text{ cm} = \frac{1}{736} < \frac{1}{350}$$

Trave esistente: schema di calcolo, sollecitazioni e verifiche

IPN 260

$$J = 5740 \text{ cm}^4$$

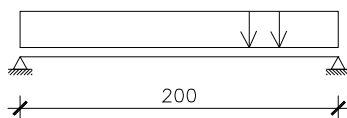
$$W_{pl} = 514 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 26,08 \text{ cm}^2$$

Tutte le verifiche risultano automaticamente soddisfatte poiché sia lo schema di calcolo che i carichi sono i medesimi delle nuove travi IPE 270, mentre le caratteristiche di resistenza meccanica sono maggiori delle rispettive delle IPE 270.

15. SOLAIO DI COPERTURA PIANO RIALZATO (SONDAGGIO N. 9)

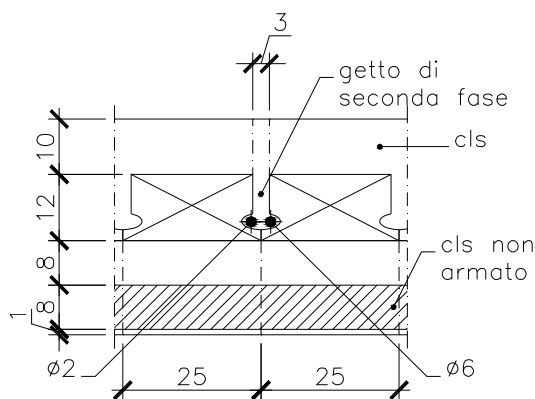
Solaio in laterocemento con cappa di completamento in c.a.



Verifica del solaio come da stato di fatto

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 11 + 10 = 21$ cm
- 1 travetto/25 cm, larghezza minima 3 cm
- armatura inferiore: $(1\phi 2 + 1\phi 6)/\text{travetto}$



Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio $h = 11 + 10 = 21$ cm

sottofondo

pavimento

tavolati

2000 x 0,04

2400 x 0,02

387 daN/m

80 daN/m

48 daN/m

150 daN/m

totale permanenti

$g = 665$ daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)

$q = 350$ daN/m

Sollecitazioni

$L = 2,00$ m

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 222 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 117 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 665 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 350 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 21 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$b_w = 12 \text{ cm}$$

$$d = 19,7 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \varnothing 6 + 4 \varnothing 2 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$R_{ck} = 200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 2.200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

azioni interne dovute ai carichi permanenti

$$M_{perm} = 222,00 \text{ kgm} \quad V_{perm} = 665,00 \text{ kg}$$

azioni interne dovute ai carichi accidentali

$$M_{acc} = 117,00 \text{ kgm} \quad V_{acc} = 350,00 \text{ kg}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_g = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$M_{Ed} = 464,10 \text{ kgm}$$

$$M_{Rd} = 416,54 \text{ kgm}$$

$$x = 0,28 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,01$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M	339,00 kgm	303,90 kgm	292,20 kgm

$$\sigma_c = 14,14 \text{ kg/cm}^2 \quad 12,68 \text{ kg/cm}^2 \quad 12,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1.430,96 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.282,80 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.233,41 \text{ kg/cm}^2$$

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

$$\sigma_{c,amm} = 99,60 \text{ kg/cm}^2 \quad 74,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1.760,00 \text{ kg/cm}^2$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

$s_{rm} =$	6,3699 cm		
deformazione media dell'armatura			
$\epsilon_{sm} =$	0,0003	0,0002	0,0002
apertura fessure			
$w_d =$	0,0030 cm	0,0026 cm	0,0025 cm
valore limite apertura fessure			
		w_3	w_2
$w_{amm} =$		0,04 cm	0,03 cm

Verifiche non soddisfatte.

Verifica del solaio rinforzato

Per il rinforzo del solaio si prevede di aggiungere una cappa in calcestruzzo, previa demolizione del sottofondo e della pavimentazione esistente, armata con rete elettrosaldata. Trattandosi di un intervento da realizzarsi al piano primo, piano non interessato dalle opere di ristrutturazione in oggetto, si raccomanda che esso venga realizzato qualora si decida di intervenire sui restanti piani dell'edificio.

Caratteristiche geometriche e di armatura:

- solaio $h = 11 + 10 + 5 = 26$ cm
- 1 travetto/25 cm, larghezza minima 3 cm
- armatura inferiore: $(1\phi 2 + 1\phi 6)/\text{travetto}$

Analisi dei carichi

carichi permanenti

solaio $h=11 + 10 = 21$ cm		387	daN/m
cappa aggiuntiva 5 cm	$2500 \times 0,05$	125	daN/m
pavimento	$2400 \times 0,02$	48	daN/m
tavolati		150	daN/m
totale permanenti		$\overline{g = 710}$	daN/m

carichi accidentali

Categoria C1 - ambienti suscettibili di affollamento (scuole)	$q = 350$	daN/m
---	-----------	-------

Sollecitazioni

$L = 2,00$ m

$$M_g = 1/12 \times g \times L^2 = 234 \text{ daNm}$$

$$M_q = 1/12 \times q \times L^2 = 117 \text{ daNm}$$

$$V_g = 1/2 \times g \times L = 710 \text{ daN}$$

$$V_q = 1/2 \times q \times L = 350 \text{ daN}$$

Si prende in considerazione una striscia di solaio larga un metro.

Verifiche

b = 100 cm

h = 26 cm

s = 10 cm

b_w = 12 cm

d = 24,7 cm

A_s = 4 Ø 6 + 4 Ø 2 = 1,26 cm²

R_{ck} = 200,00 kg/cm²

f_{yk} = 2.200,00 kg/cm²

n = 15

azioni interne dovute ai carichi permanenti

M_{perm} = 234,00 kgm V_{perm} = 710,00 kg

azioni interne dovute ai carichi accidentali

M_{acc} = 117,00 kgm V_{acc} = 350,00 kg

STATO LIMITE ULTIMO

γ_g = 1,3

γ_q = 1,5

M_{Ed} = 479,70 kgm

M_{Rd} = 522,87 kgm

x = 0,28 cm

x/d = 0,01

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

combinazione di azioni

	rara	frequente	quasi perm.
ψ	1,00	0,70	0,60
M =	351,00 kgm	315,90 kgm	304,20 kgm

σ_c = 10,31 kg/cm² 9,28 kg/cm² 8,93 kg/cm²

σ_s = 1.176,38 kg/cm² 1.058,74 kg/cm² 1.019,53 kg/cm²

esposizione struttura:

lato trazione: a condizioni ambientali ordinarie

lato compressione: a condizioni ambientali ordinarie

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

σ_{c,amm} = 99,60 kg/cm² 74,70 kg/cm²

σ_{s,amm} = 1.760,00 kg/cm²

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

tipo armatura: 2 armature poco sensibili

distanza tra le fessure

s_{rm} = 6,3699 cm

deformazione media dell'armatura

$\epsilon_{sm} =$	0,0002	0,0002	0,0002
apertura fessure			
$w_d =$	0,0024 cm	0,0022 cm	0,0021 cm
valore limite apertura fessure			
	w_3		w_2
$w_{amm} =$	0,04 cm		0,03 cm

Verifiche soddisfatte.

CONCLUSIONI GENERALI

Verifica sismica

La verifica dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche, così come previste dalla normativa vigente, ha avuto esito ampiamente positivo, sia per quanto riguarda il comportamento globale della struttura, sia per quanto riguarda l'analisi dei possibili meccanismi locali di collasso.

Si ricorda che, in funzione della prevista destinazione d'uso a scopo didattico, l'edificio è stato classificato nella classe d'uso III ("edifici sensibili"), scelta che ha determinato la quantificazione dell'azione sismica di progetto; si rileva peraltro che qualora in futuro la destinazione d'uso mutasse in modo tale da portare l'edificio nella classe più elevata, cui corrisponde l'azione sismica massima (classe d'uso IV: "edifici strategici", ad esempio per un'eventuale utilizzo come centrale operativa per le emergenze), tenuto conto dell'ampio margine con cui le verifiche risultano soddisfatte, è da ritenersi che l'edificio sia idoneo anche a sopportare la maggiore azione sismica prevista per tale classe d'uso.

Si osserva che la verifica globale è stata condotta nell'ipotesi di impalcati di piano infinitamente rigidi, ipotesi che si ritiene quantomeno parzialmente soddisfatta laddove gli impalcati sono costituiti da solai in calcestruzzo pieno o in laterocemento provvisti di cappa superiore in calcestruzzo (seppur non armata). L'ipotesi di piano rigido appare meno valida in presenza di solette in laterocemento sprovviste della cappa superiore.

Appare opportuno pertanto, al fine di assicurare pienamente la rigidità dell'impalcato, procedere alla realizzazione di una cappa di calcestruzzo, adeguatamente armata con rete elettrosaldata e ammorsata alle strutture murarie perimetrali. L'intervento è ritenuto indispensabile laddove il solaio in laterocemento è privo di cappa.

Ai fini di meglio garantire il comportamento scatolare dei paramenti murari, si prevede inoltre, laddove l'ammorsamento negli spigoli è risultato inesistente o insufficiente (o dove non è stato possibile verificarne la presenza) la realizzazione di cuciture mediante inserimento di barre ad aderenza migliorata in fori realizzati con attrezzo a rotazione a cavallo del giunto; l'inghisaggio delle barre sarà effettuato con idonea resina epossidica; in alternativa si potrà intervenire con operazioni a "scuci-cuci" sui paramenti murari interessati.

Si ricorda comunque che a livello normativo non sussiste l'obbligo di adeguamento al livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche richiesto dalla normativa vigente, dal momento che:

- 1) l'OPCM 3274/2003 (art. 2, comma 3), ai sensi della quale viene redatta la presente indagine, sancisce l'obbligo a carico dei proprietari di edifici "strategici o rilevanti" di procedere alle verifiche sismiche degli stessi, escludendo in ogni caso l'obbligo di adeguamento ai livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente, come anche esplicitamente confermato dalla circolare DPC/SISM/0031471 del 21/04/2010;

- 2) la norma NTC2008 (§ 8.4.1) prevede l'obbligo di adeguamento o miglioramento solo nel caso vengano realizzati interventi che rientrano nelle seguenti tipologie:
- sopraelevazione;
 - ampliamento con opere strutturalmente connesse alla costruzione;
 - variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%;
 - interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

I lavori di ristrutturazione attualmente in progetto non comportano nessuna di tali tipologie di intervento; in particolare la costruzione della nuova sala conferenze è prevista come manufatto strutturalmente indipendente dall'edificio esistente, da questo separato da un opportuno giunto di dilatazione, e pertanto non costituisce opera di ampliamento.

Verifica della portata degli impalcati

Si è riscontrato che in generale le strutture degli impalcati sono insufficienti a garantire la portata necessaria in funzione dei carichi permanenti previsti e dei carichi variabili corrispondenti alla destinazione d'uso dei locali.

Si rende pertanto necessario un intervento di consolidamento, seppur limitato alla porzione di edificio interessata dai lavori in programma, secondo le seguenti modalità:

- a) solaio di copertura piano seminterrato:
 - realizzazione di una cappa armata, sia sui solai in calcestruzzo che su quelli in laterocemento (che oltretutto a questo livello sono completamente privi di cappa), con inserimento di rete elettrosaldata ed eventuale aggiunta di armatura di rinforzo nelle zone soggette a momento negativo;
 - realizzazione di travetti di rinforzo in spessore di solaio (mediante demolizione di una fila di pignatte ogni metro di solaio), contestualmente alla realizzazione della cappa armata di cui al punto precedente, laddove la sola cappa non è sufficiente a ottenere la portata richiesta.
- b) solaio di copertura piano rialzato:
 - solaio in laterocemento su putrelle metalliche: vista l'insufficienza sia del solaio che delle putrelle, si prevede l'inserimento di putrelle intermedie che dimezzano sia la luce dei solai che il carico sulle putrelle esistenti;
 - solaio in laterocemento gravemente insufficiente: si prevede l'inserimento di un graticcio di putrelle che costituisca un rompitratta intermedio per il solaio, dimezzandone la luce.

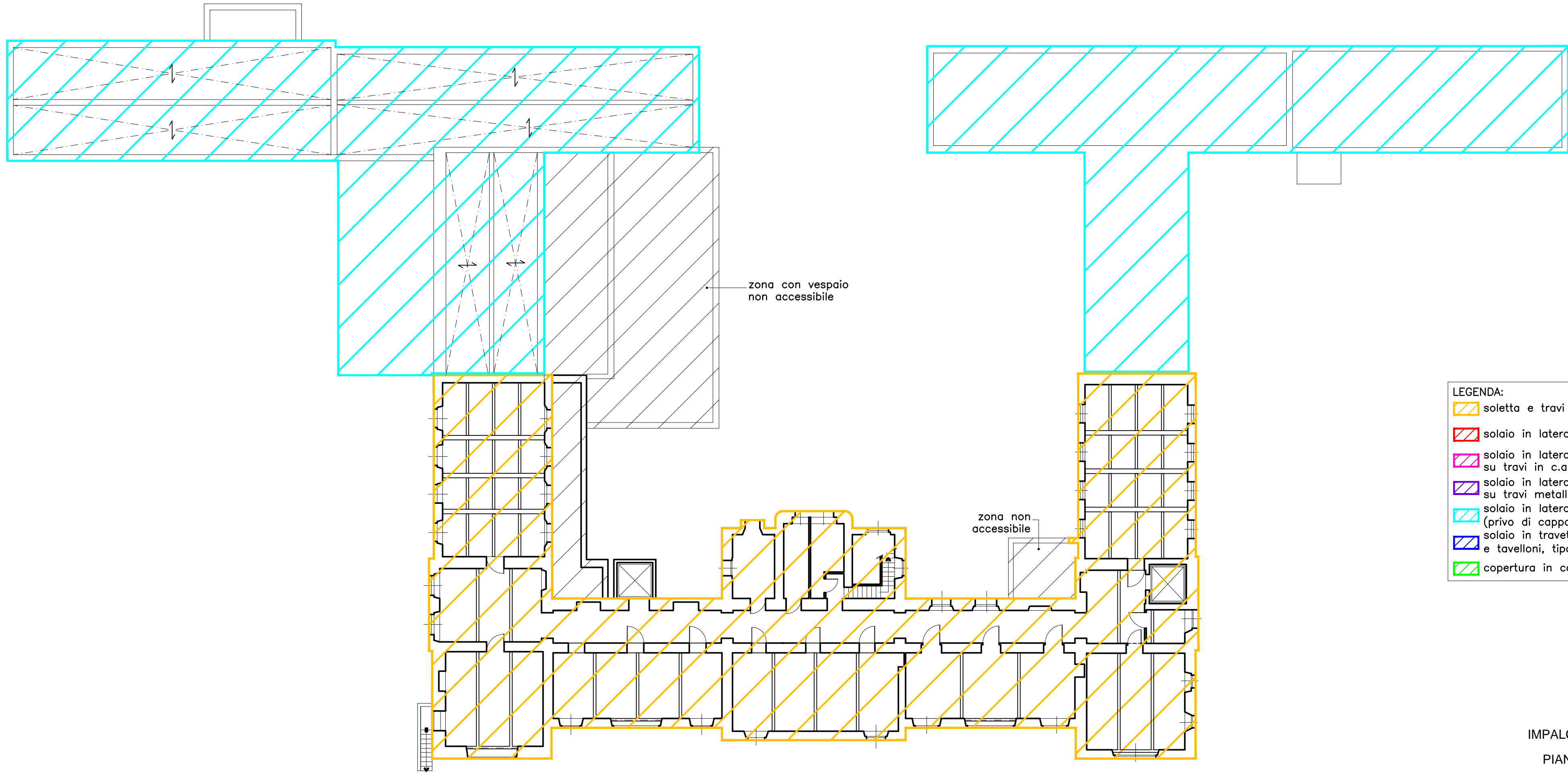
c) travi in c.a.:

- in considerazione soprattutto della modestissima presenza di staffe, che potrebbe favorire meccanismi di rottura di tipo fragile, si prevede di affiancare a ciascuna trave profili metallici tipo UPN che a favore di sicurezza vengono dimensionati per assorbire l'intera sollecitazione prevista, sia di flessione che di taglio.








In conclusione, ai fini di contenere i costi dell'intervento, la formazione della cappa all'estradosso dei solai esistenti è prevista unicamente in corrispondenza dell'area di piano rialzato interessata dai lavori, ove il consolidamento risulta necessario per adeguare la portata dei solai, mentre l'estensione alla superficie completa dell'impalcato è rinviata ai futuri interventi. Tale soluzione, incompleta dal punto di vista del comportamento sismico dell'edificio, è ritenuta comunque accettabile dal momento che, per le disposizioni di legge sopra richiamate, l'adeguamento alla normativa antisismica non è nel caso presente obbligatorio. Si dovranno prevedere ovviamente le chiamate dei ferri e tutte le necessarie predisposizioni per il collegamento con le future opere di completamento.

Così pure viene rinviata a futuri interventi la realizzazione di una cappa armata all'estradosso dell'impalcato di copertura del piano rialzato nonché di quelli soprastanti.

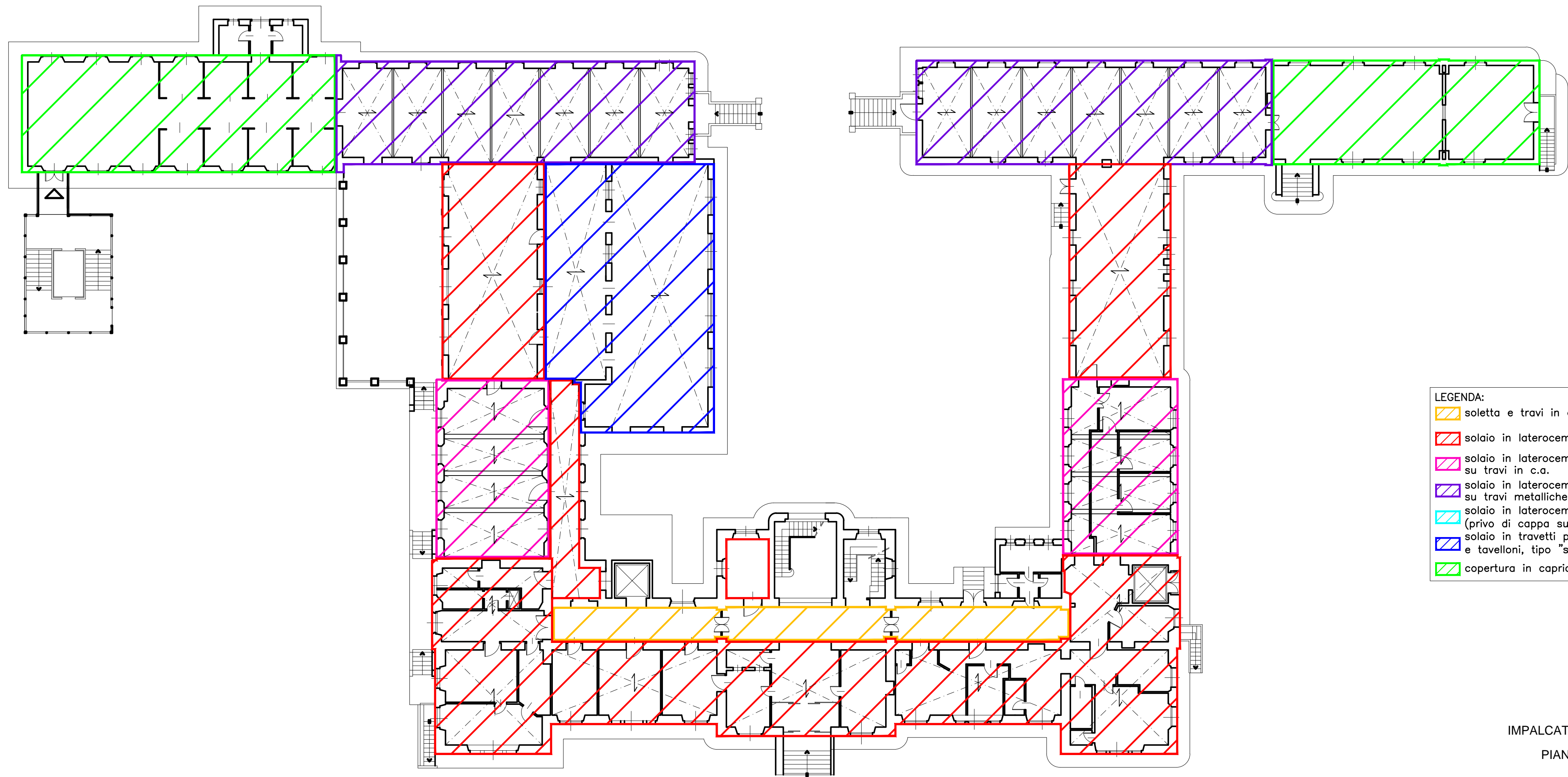
ALLEGATO 1 – SCHEMA RILIEVO SOLAI






LEGENDA:

-  soletta e travi in c.a.
-  solaio in laterocemento
-  solaio in laterocemento su travi in c.a.
-  solaio in laterocemento su travi metalliche
-  solaio in laterocemento "a raso" (privo di cappa superiore)
-  solaio in travetti prefabbricati in c.a. e tavelloni, tipo "solaio Varese"
-  copertura in capriatelle di legno

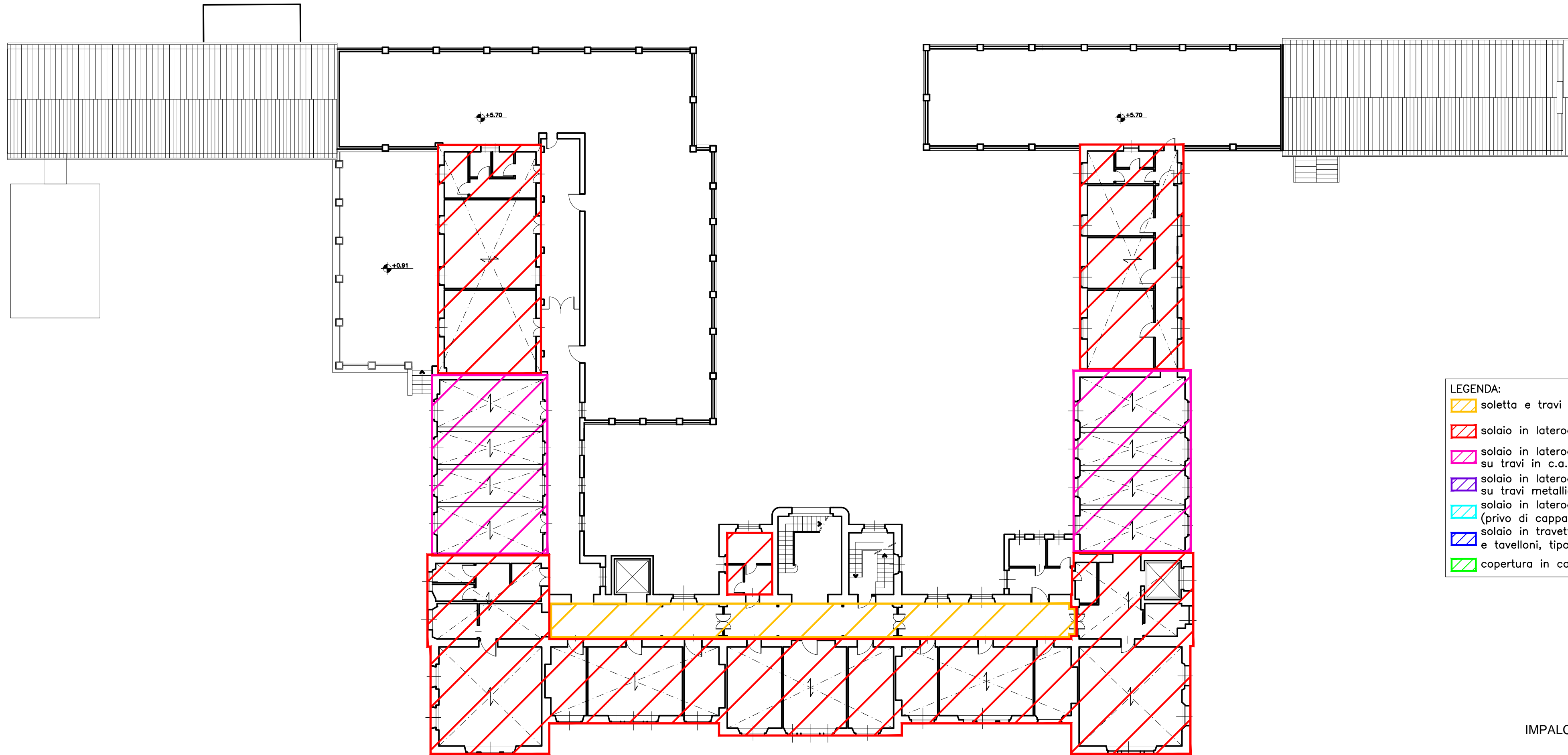
IMPALCATO DI COPERTURA
PIANO SEMINTERRATO
RILIEVO



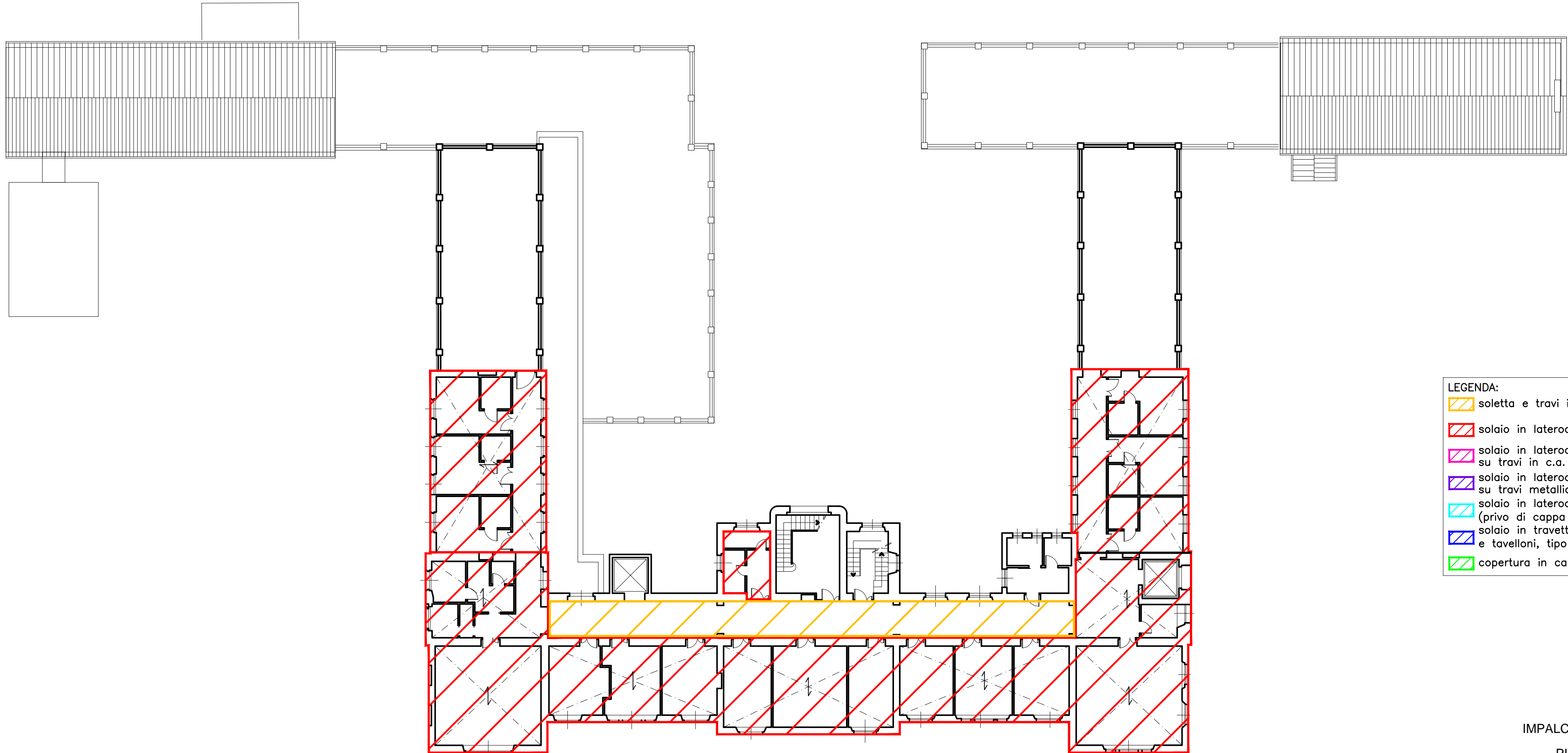
LEGENDA:








-  soletta e travi in c.a.
-  solaio in laterocemento
-  solaio in laterocemento su travi in c.a.
-  solaio in laterocemento su travi metalliche
-  solaio in laterocemento "a raso" (privo di cappa superiore)
-  solaio in travetti prefabbricati in c.a. e tavelloni, tipo "solaio Varese"
-  copertura in capriatelle di legno

IMPALCATO DI COPERTURA
PIANO RIALZATO
RILIEVO



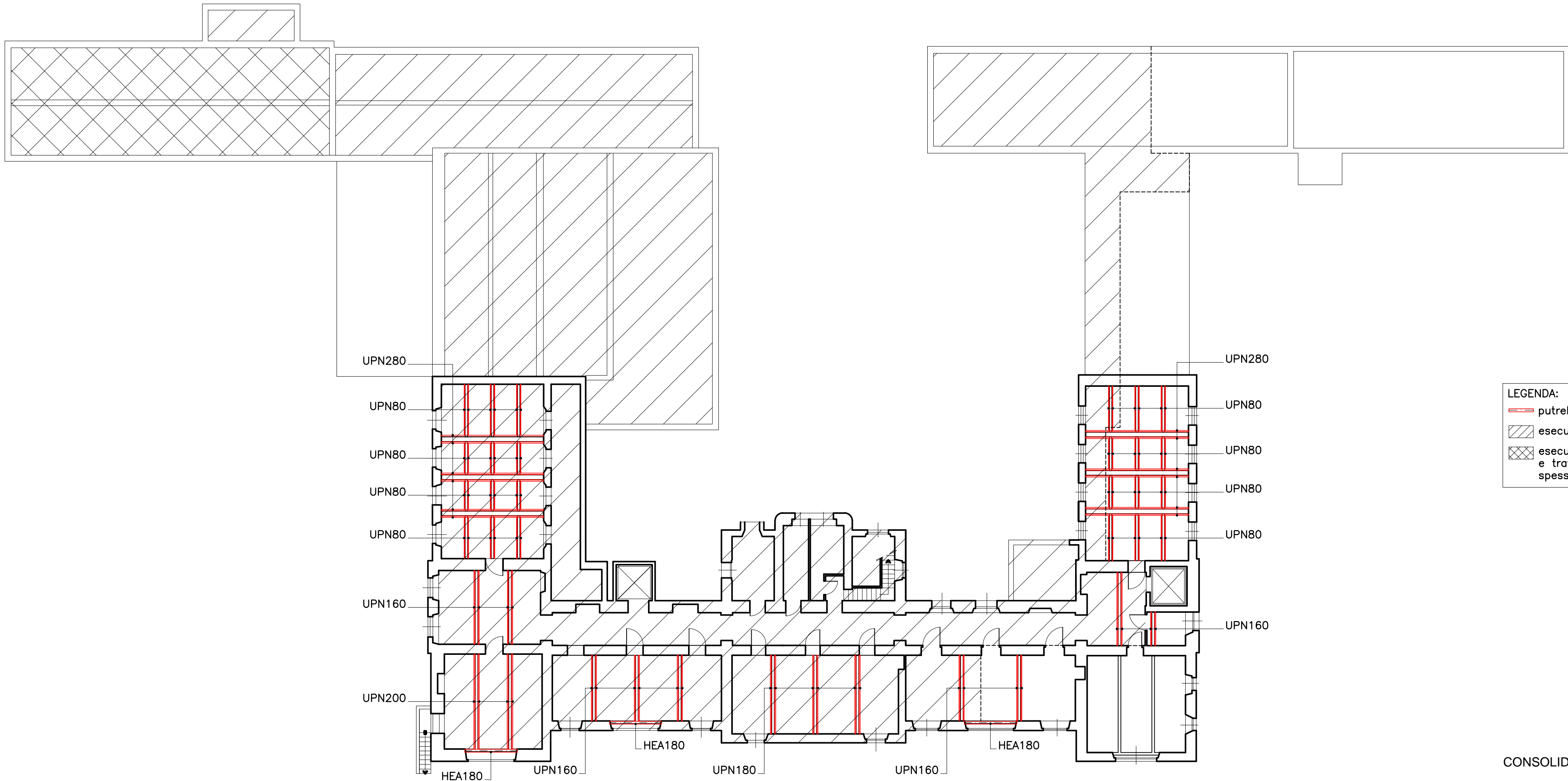
IMPALCATO DI COPERTURA
PIANO PRIMO
RILIEVO



- LEGENDA:
-  soletta e travi in c.a.
 -  solaio in laterocemento
 -  solaio in laterocemento su travi in c.a.
 -  solaio in laterocemento su travi metalliche
 -  solaio in laterocemento "a raso" (privo di cappa superiore)
 -  solaio in travetti prefabbricati in c.a. e tavelloni, tipo "solaio Varese"
 -  copertura in capriatelle di legno

IMPALCATO DI COPERTURA
PIANO SECONDO
RILIEVO

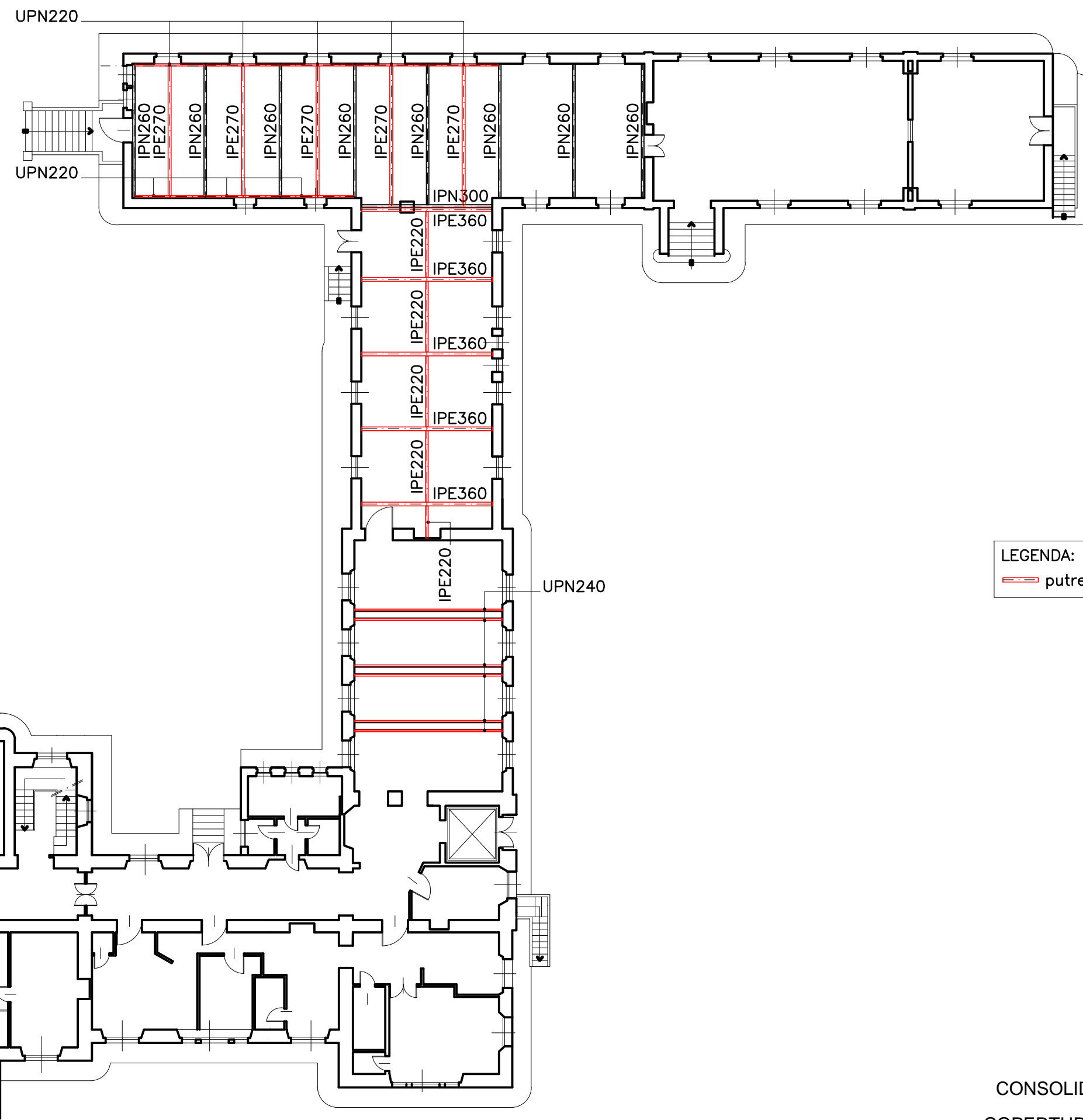
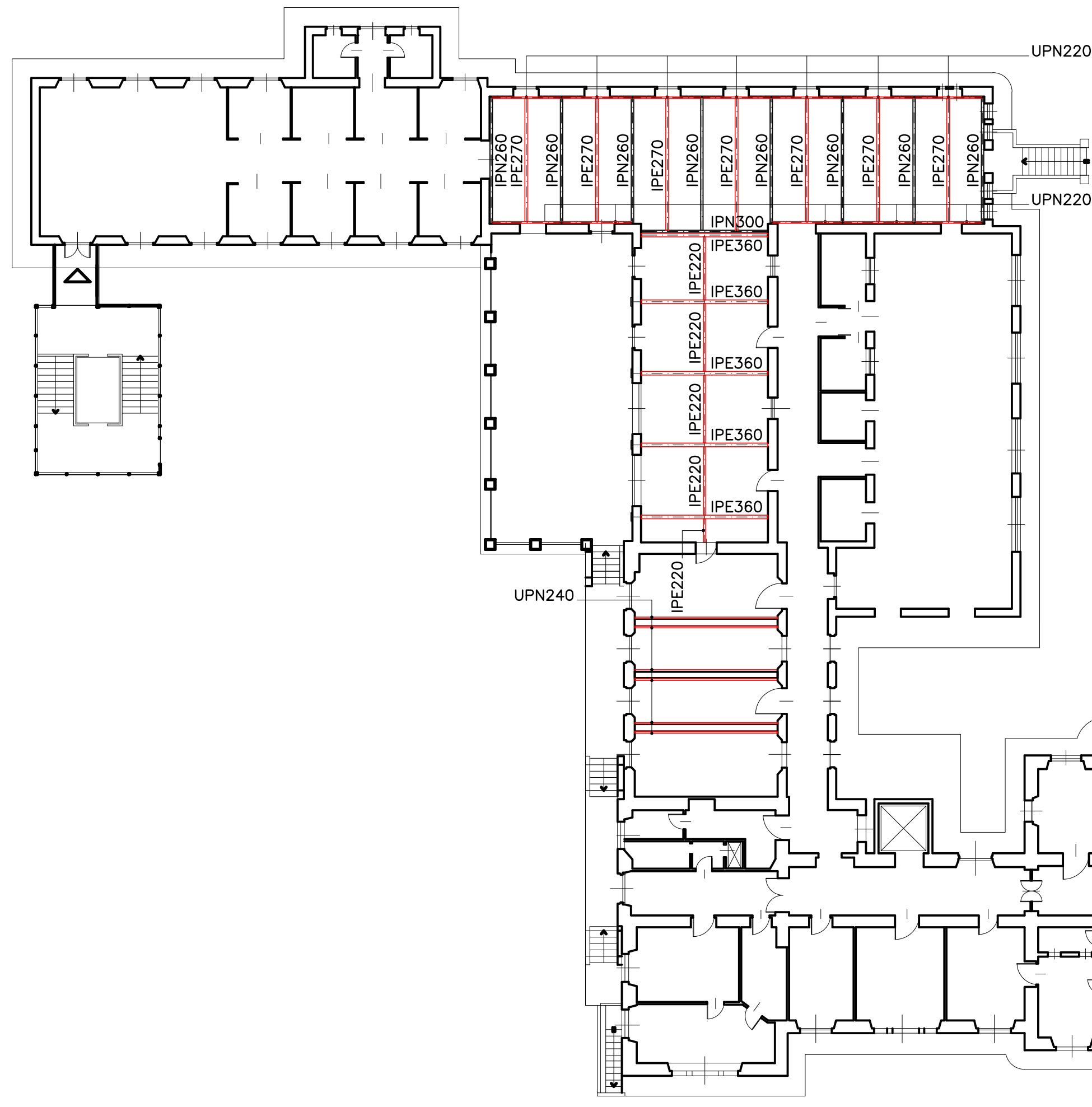
ALLEGATO 2 – SCHEMA CONSOLIDAMENTO SOLAI



LEGENDA:

- putrelle metalliche nuove
- esecuzione di cappa in c.a.
- esecuzione di cappa in c.a. e travetti di rinforzo in spessore di solaio

CONSOLIDAMENTO SOLAIO
COPERTURA PIANO SEMINTERRATO



LEGENDA:
putrelle metalliche nuove

CONSOLIDAMENTO SOLAIO
COPERTURA PIANO RIALZATO