

COMUNE di FERRARA



RISTRUTTURAZIONE DELLA PALAZZINA DA ADIBIRE A DELEGAZIONE COMUNALE E UFFICI POLIZIA MUNICIPALE

Ferrara - Via Tassoni

Titolare della progettazione



ACER FERRARA
C.so V.Veneto, 7 - 44121 Ferrara

Servizio Tecnico
Dirigente: ing. M.Cazzola



Responsabile dell'ufficio progettazione
Arch. M.Cenacchi

Responsabile unico del procedimento

ACER FERRARA Servizio: arch. M.Cenacchi

Coordinamento generale progetto architettonico, strutturale e impianti

ACER FERRARA Servizio: in. G.Addresso

Progetto architettonico

ACER FERRARA Servizio: ing. M.Cazzola

Progetto strutture

Archiving S.r.l. - Ing. G.Loffredo

Progetto impianti

Studio Paolazzi: Ing. G.Paolazzi

Collaboratori

Arch. B.Galante - Arch. G.Rondinelli - m.a. S. Benini

PROGETTO ESECUTIVO

titolo elaborato

RELAZIONE INTEGRATIVA DI CALCOLO DELLE
STRUTTURE

cod. commessa

1708

scala

codice elaborato

ST-E-D03-2

rev. 0	Emissione	19/04/2018
rev. 2	Modifiche richieste dal Comune	24/04/2018

**SOMMARIO**

1	LIVELLO DI CONOSCENZA	2
2	ANALISI DEI CARICHI	2
2.1	Carichi permanenti non strutturali dei solai	2
2.2	Valutazione pesi tamponamenti	2
3	MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE	3
3.1	Valori coefficiente θ	3
3.2	Tipologia strutturale ai sensi del §7.4.3.1 delle NTC'08	4
3.3	Valori del rapporto r/l_s	5
3.4	Regolarità in altezza della struttura	5
3.5	Intervento che prevede l'inserimento delle cerchiature al piano interrato	6
3.6	Costante di winkler	6
4	VERIFICHE	6
4.1	Elenco delle verifiche condotte per gli elementi strutturali con indicazione del coefficiente di sicurezza ottenuto per gli elementi più sollecitati	6
4.2	Verifiche degli elementi per sollecitazioni taglianti	7
4.3	Relativamente le verifiche dei rinforzi delle travi in spessore, si motivi l'assenza di momento iniziale antecedente l'applicazione di FRP	21
4.4	Valori di resistenza di progetto dei rinforzi utilizzati nelle verifiche a taglio delle travi in spessore (FRP) e dei setti da 16cm (acciaio)	21
4.5	Verifiche di rinforzo dei solai mediante FRP e verifiche di delaminazione per tali interventi.	22
4.6	Motivare l'estensione dell'intervento di rinforzo delle pareti fino al piano campagna, con l'esclusione del piano interrato	23
4.7	Verifiche dei nuovi pilastri "reggi solaio"	24
4.8	Si riportino le verifiche della nuova scala in acciaio (membrature portanti e relative connessioni)	25
4.9	Si fornisca la verifica allo SLU della scala interna esistente	25
4.10	Con particolare attenzione alle verifiche fuori piano del setto, si chiedono le verifiche allo SLU della scala esterna	26
4.11	Per la medesima opera, si richiede la verifica a martellamento con l'unità strutturale principale	31
4.12	Si chiedono le verifiche degli elementi non strutturali (es. tamponamenti) e relative connessioni	31
4.13	Verifiche strutturali e geotecniche della fondazione	33



1 LIVELLO DI CONOSCENZA

Si allega la relazione del laboratorio prove LiFe srl.

2 ANALISI DEI CARICHI

2.1 Carichi permanenti non strutturali dei solai

La stratigrafia dello stato di progetto prevede, oltre il pacchetto strutturale del solaio, l'installazione a secco di un pavimento sopraelevato radiante del tipo "Nesite diffuse".

Dalle schede tecniche e da contatti diretti con il produttore (in allegato) si evince che il peso proprio del sistema completo del pavimento sopraelevato (struttura portante, piastrelle etc) risulta essere pari a 65kg/mq.

2.2 Valutazione pesi tamponamenti

Tutte le partizioni interne dell'edificio saranno realizzate in cartongesso.

Peso proprio partizioni in cartongesso 25kg/mq

Altezza interpiano terra 4,25m

Altezza interpiani superiori 3,0m

Per cui:

$$G_2 \text{ pt} = 0,25 \text{ kN/mq} \cdot 4,25 \text{ m} = 1,06 \text{ kN/m}$$

$$G_2 \text{ sup} = 0,25 \text{ kN/mq} \cdot 4,25 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}$$

In accordo con il § 3.1.3.1 delle NTC'08 si assume:

- | | |
|--|-------------------------------|
| - per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$. |
- $g_2 = 0,8 \text{ kN/mq}$ per il P.T.
 - $g_2 = 0,4 \text{ kN/mq}$ per i piani superiori



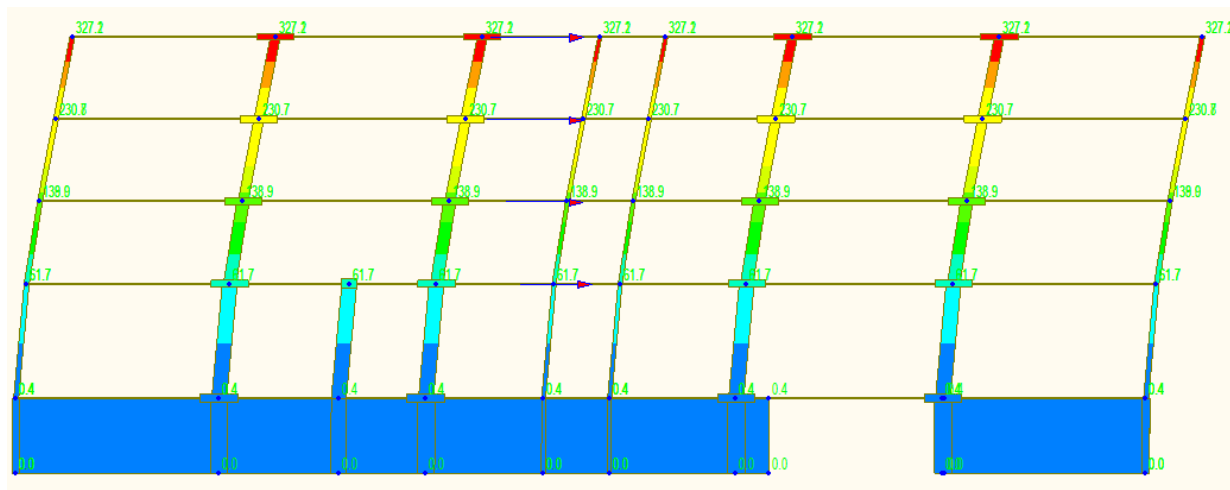
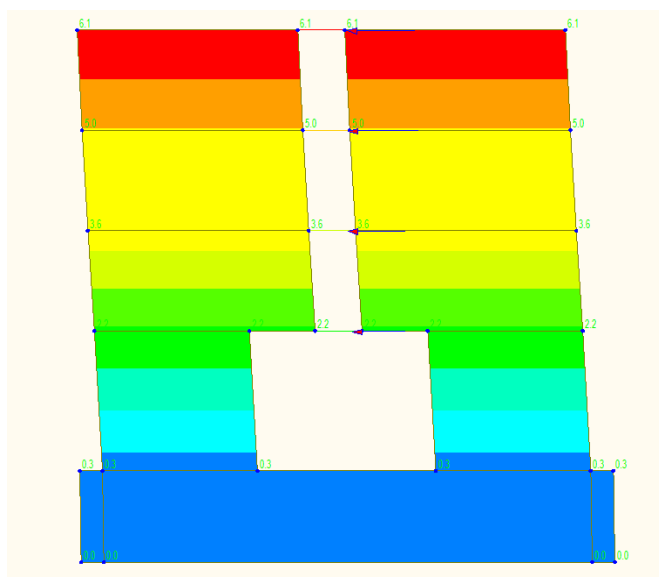
ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

- Pavimento = 0,65 kN/mq;
- Tramezze = 0,8 kN/mq per PT e 0,4kN/mq per altri piani;
- Controsoffitto = 0,15 kN/mq

TOT P.T. = 1,60 kN/mq**TOT Piani Superiori = 1,20 kN/mq****3 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE****3.1 Valori coefficiente θ**

$$\theta = \frac{P \cdot dr}{V \cdot h}$$

I valori di V e dr sono stati ricavati dal software agli elementi finiti Midas Gen:

Direzione X:**Direzione Y:**



	Impalcato	P (kg)	dr (mm)	V (kg)	h (mm)	θ
Dir. X	IV	280800	96.5	303784	3300	0.027
	III	612000	91.8	320610	3300	0.053
	II	943200	77.4	227958	3300	0.097
	I	1274400	61.2	199790	4600	0.085
Dir. Y	IV	280800	1.1	435625	3300	0.000
	III	612000	1.4	459753	3300	0.001
	II	943200	1.4	326891	3300	0.001
	I	1274400	1.9	286498	4600	0.002

Si precisa che il valore di V implementato nel software non ha incidenza sul calcolo del coefficiente θ poiché ad un valore elevato corrisponde uno spostamento elevato ma il loro rapporto è costante.

3.2 Tipologia strutturale ai sensi del §7.4.3.1 delle NTC'08

Ripartizione taglio tra setti e pilastri in entrambe le direzioni:

DIR. Y			DIR. X		
	PILASTRI	SETTI		PILASTRI	SETTI
Load	FY (kN)	FY (kN)	Load	FX (kN)	FX (kN)
SLV Y	-6	-592	SLV X	-37	0
SLV Y	-5	-592	SLV X	-37	0
SLV Y	-4	-136	SLV X	-37	0
SLV Y	-3	-218	SLV X	-37	0
SLV Y	-3	-506	SLV X	-37	0
SLV Y	-4	-506	SLV X	-37	0
SLV Y	-4	-157	SLV X	-37	0
SLV Y	-5	-231	SLV X	-37	0
SLV Y	-5	-148	SLV X	-37	0
SLV Y	-4	-165	SLV X	-37	0
SLV Y	-6	-31	SLV X	-37	0
SLV Y	-7	-31	SLV X	-37	0
SLV Y	-7	-309	SLV X	-37	0
SLV Y	-6	-309	SLV X	-37	0
SLV Y	-5	0	SLV X	-37	-675
SLV Y	-6	0	SLV X	-37	-675
SLV Y	-5	-	SLV X	-40	-
SLV Y	-5	-	SLV X	-37	-
SLV Y	-3	-	SLV X	-47	-
SLV Y	-3	-	SLV X	-47	-
SLV Y	0	-	SLV X	-22	-
SLV Y	0	-	SLV X	-22	-
TOT	-100.42	-3929.13	TOT	-812.05	-1351
	2.53%	99.07%		38.02%	63.24%

La struttura si può definire a pareti o mista equivalente a pareti.



3.3 Valori del rapporto r/l_s

La rigidezza torsionale K_t dell'edificio è automaticamente calcolata dal software di calcolo Midas Gen.

La rigidezza flessionale è stata calcolata come la somma dei contributi di rigidezza di ogni singolo elemento, piano per piano.

Piano	Kh-x	Kh-y	Kt
	kN/m	kN/m	kNm
IV	4.77E+05	5.33E+06	2.33E+09
III	5.00E+05	1.11E+07	3.42E+09
II	1.17E+06	3.14E+07	4.51E+09
I	1.40E+06	1.55E+08	4.68E+09

rx	ry	ls	rx/ls	ry/ls
Kt/Khx	Kt/Khy			
4883.8	437.3	13.9	351	31.45
6833.9	308.3	13.9	492	22.18
3861.7	143.4	13.9	278	10.32
3331.6	30.2	13.9	240	2.17

Dalla tabella si evince che il rapporto r/l_s risulta maggiore di 0,8 in entrambe le direzioni ad ogni piano.

3.4 Regolarità in altezza della struttura

È stato predisposto un duplice modello agli elementi finiti al fine di verificare il comportamento della sovrastruttura con e senza BTF (Box-Type foundation – EC8 EN 1998-1:2004).

La scatola di fondazione è costituita da setti in CLS di spessore 30cm disposti su tutto il perimetro e ha un'altezza utile di soli 2,45m.

Tali caratteristiche conferiscono alla scatola una rigidezza elevatissima, tale che non sussistono differenze sostanziali tra il modello BTF e il modello con incastro alla base a quota campagna.

Sono inoltre rispettate le 2 ulteriori limitazioni:

- Strutture isolate che proseguono all'interrato (pilastri), adeguatamente collegati a livello della fondazione (travi rovesce o platee);
- Aperture limitate nei muri perimetrali o interni.

Per rispettare quest'ultima condizione sono state previste le cerchiature delle aperture.

Alla luce di quanto esposto è possibile procedere con l'analisi assegnando un fattore di struttura q pari a quello della sovrastruttura.



3.5 Intervento che prevede l'inserimento delle cerchiature al piano interrato

L'inserimento delle cerchiature è stato perseguito al fine di rispettare la condizione "b" descritta nel punto precedente. Le cerchiature sono state schematizzate come continuità dei setti al piano interrato.

3.6 Costante di winkler

Nelle verifiche della struttura di fondazione è stato assunto un valore della costante di winkler K_w da letteratura per le argille:

Terreno	Minimo (Kg/cm ³)	Massimo (Kg/cm ³)
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $q_u > 4 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Cautelativamente, si è scelto di adottare il valore medio tra quelli in tabella.

$K_w = 1,80 \text{ kg/cmq/cm}$

Si precisa che, a vantaggio di sicurezza, nelle verifiche della sovrastruttura è stato assunto un vincolo ad incastro al piede.

4 VERIFICHE

4.1 Elenco delle verifiche condotte per gli elementi strutturali con indicazione del coefficiente di sicurezza ottenuto per gli elementi più sollecitati

Si riporta la tabella con l'indicazione del tasso di lavoro di ogni elemento strutturale rinforzato, per i meccanismi di collasso duttili o fragili:

	PRESSOFLESSIONE C.S. (D/C)	TAGLIO Cls+Asw C.S. (D/C)	TAGLIO Cls o Asw C.S. (D/C)
PILASTRI	0.98	0.49	0.84
SETTI	0.93	0.98	0.999
TRAVI	0.96	0.70	0.98
SOLAI	0.997	0.58	0.58



4.2 Verifiche degli elementi per sollecitazioni taglianti

Per la verifica degli elementi strutturali sottoposti a sollecitazioni taglianti si è fatto riferimento a quanto prescritto dalla circolare 2 febbraio 2009, n.617, C.S.LL.PP. – III edizione:

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Tuttavia, si procede con l'adeguamento delle verifiche a taglio trascurando la somma dei contributi CLS+acciaio.

Si rendono necessari per ottenere un L.S.>100% le seguenti variazioni:

- **relativamente al setto sp.16cm del piano interrato un incremento del passo dei piatti in acciaio da 200mm a 190mm;**
- **ulteriore rinforzo a taglio setti esterni lato nord, al piano terra, tramite incremento del passo delle fasce in CFRP orizzontali da 400 a 250mm;**
- **rinforzo setti Sp.30cm del lato corto all'interrato mediante CFRP applicata dall'interno su una sola faccia;**
- **rinforzo setti sp.20cm al piano terzo;**
- **incremento del rinforzo a taglio delle travi in spessore;**
- **rinforzo a taglio pilastri 70x70 di bordo.**

Le tavole dello stato di progetto esecutivo, protocollate in data 27/02/2018 con P.G. n.28258, vengono adeguate, percependo le modifiche sopra riportate.

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche a taglio degli elementi senza considerare il contributo del calcestruzzo sommato alla resistenza a taglio del solo acciaio



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.16 – PIANO INTERRATO – Incremento passo da 200 a 190mm

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	con	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	d =	975	mm
$v_{min} =$	0.37	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		$b_w =$	160	mm
$\rho_l =$	0.000			fck/FC=	44.0	N/mm ²
$\sigma_{cp} =$	0.00	Altezza H	Copriifer.	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	1000	25	$N_{Ed} =$	0	kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm ²	0.00	$A_c =$	160000	mm ²

$V_{Ed} = 136540$ kg $V_{Rd} = 5790$ kg

$V_{Rd} = 5790$ kg

Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} = 8519$ kg Taglio Trazione

s =	190	mm	$f_{yd} =$	355	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	400	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	800	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} = 131163$ kg Taglio Trazione

$V_{Rsd} \text{ TOTALE} = 139682$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1	
$b_w =$	160	mm	$d =$	975	mm

Non Considerare V_{Rd} $V_{Rcd} = 87516$ kg $V_{Ed} = 136540$ kg Taglio Compressione
 $V_{Rd} = 139682$ kg Taglio di Progetto

$V_{Rd} = 139682$ kg Taglio resistente C.S. 1.02



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.16 – PIANI SUPERIORI

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1,20	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	con		d =	975	mm
v _{min} =	0.37	k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2 v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}		b _w =	160	mm
ρ ₁ =	0.000			f _{cd} /FC =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	0.00	Altezza H	Coprijfer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	1000	25	N _{Ed} =	0	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	0.00	A _c =	160000	mm ²
V _{Ed} =	27683	kg		V _{Rd} =	IP ^o termine	
V _{Rd} =	5790	kg		V _{Rd} =	Armare a taglio	

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ **8519** kg **Taglio Trazione**

s =	400	mm	$f_{yd} =$	447	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	226	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ **22170** kg **Taglio Trazione**

V_{Rsd} TOTALE = 30689

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1	
$b_w =$	160	mm	$d =$	975	mm

Non Considerare VR $V_{Rcd} =$ **87516** kg **Taglio Compressione**
 $V_{Ed} =$ **27683** kg **Taglio di Progetto**

$V = V_{Rsd} + V_{Rd} = 30689$ kg **Taglio resistente C.S. 1.11**



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.16 – NON RINFORZATI

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA

Elem. Esist. Fra.

F DA PR

LC2 FC=1.20

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	<div>con</div> <div>$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$</div> <div>$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$</div>	d =	975	mm	
$v_{min} =$	0.37		$b_w =$	160	mm	
$\rho_1 =$	0.000		fck/FC=	44.0	N/mm ²	
$\sigma_{cp} =$	0.00	Altezza H	Coprijfer.	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	1000	25	$N_{Ed} =$	0	kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm ²	0.00	$A_c =$	160000	mm ²

$V_{Ed} =$ 5965 kg

$V_{Rd} =$ 5790 kg

$V_{Rd} =$ 5790 kg

Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$	=	1.0000

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 8519 kg Taglio Trazione

$V_{Rsd} \text{ TOTALE} =$ 8519

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1
$b_w =$	160	mm	$d =$	975 mm

$V_{Rcd} =$ 87516 kg Taglio Compressione
 $V_{Ed} =$ 5965 kg Taglio di Progetto

Non Considerare VR $V = V_{Rsd} + V_{Rcd} =$ 8519 kg Taglio resistente C.S. 1.43



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.20 PT Lato Nord – RINFORZATI - Incremento passo da 400 a 250mm

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	con		d =	975	mm
v _{min} =	0.37	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		b _w =	200	mm
ρ ₁ =	0.008			f _{ck} /F _C =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	0.00	Altezza H	Coprijfer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	1000	25	N _{Ed} =	0	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	16.50	A _c =	200000	mm ²

$V_{Ed} =$ 44749 kg $V_{Rd} =$ 11352 kg $V_{Rd} = I^o$ termine
Armatura a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 8519 kg Taglio Trazione

s =	250	mm	$f_{yd} =$	475	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	226	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ 37693 kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE = 46212

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1	
$b_w =$	200	mm	$d =$	975	mm

Non Considerare VR $V_{Rcd} =$ 109395 kg Taglio Compressione
 $V_{Ed} =$ 44749 kg Taglio di Progetto

$V = V_{Rsd} + V_{Rd} =$ 46212 kg Taglio resistente C.S. 1.03



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.20 – RINFORZATI

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	con		d =	975	mm
v _{min} =	0.37	k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2		b _w =	200	mm
ρ _l =	0.000	v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}		f _{ck} /FC =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	0.00	Altezza H	Coprifer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	1000	25	N _{Ed} =	0	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	0.00	A _c =	200000	mm ²

$V_{Ed} =$ 27769 kg $V_{Rd} =$ 7238 kg $V_{Rd} = I^o$ termine Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 8519 kg Taglio Trazione

s =	400	mm	$f_{yd} =$	447	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	226	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ 22170 kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE= 30689

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1
$b_w =$	200	mm	$d =$	975 mm

Non Considerare VR

$V_{Rcd} =$ 109395 kg $V_{Ed} =$ 27769 kg Taglio Compressione Taglio di Progetto

$V = V_{Rsd} + V_{Rd} =$ 30689 kg Taglio resistente C.S. 1.11



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.20 – NON RINFORZATI – N_traz

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	con		d =	975	mm
v _{min} =	0.37	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		b _w =	200	mm
ρ _l =	0.012			f _{ck} /FC =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	-0.55	Altezza H	Copriifer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	1000	25	N _{Ed} =	-10979.236	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	24.00	A _c =	200000	mm ²

$V_{Ed} = 17670$ kg
 $V_{Rd} = 11257$ kg
 $V_{Rd} = F'$ termine
Armatura a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} = 8519$ kg Taglio Trazione

s =	850	mm	$f_{yd} =$	525	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	226	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} = 12253$ kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE = 20772

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	0.9779828
$b_w =$	200	mm	$d =$	975

Non Considerare VR $V_{Rcd} = 106986$ kg Taglio Compressione
 $V_{Ed} = 17670$ kg Taglio di Progetto

$V = V_{Rsd} + V_{Rd} = 20772$ kg Taglio resistente C.S. 1.18



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.20 – NON RINFORZATI – V_max

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.
F DA PR	LC2 FC=1.20

d è l'altezza utile della sezione (in mm);
 $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
 $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
 b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$k =$	1.45	con	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$d =$	975	mm
$v_{min} =$	0.37		$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$b_w =$	200	mm
$\rho_1 =$	0.012			$f_{ck}/FC =$	44.0	N/mm ²
$\sigma_{cp} =$	1.12	Altezza H	Coprifer.	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	1000	25	$N_{Ed} =$	22447.368	kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm ²	24.00	$A_c =$	200000	mm ²

$V_{Ed} =$ 20045 kg
 $V_{Rd} =$ 16146 kg
 $V_{Rd} = F'$ termine
Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$s =$	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	$d =$	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 8519 kg Taglio Trazione

$s =$	850	mm	$f_{yd} =$	525	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	$d =$	975	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	226	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ 12253 kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE = 20772

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1.0450148
$b_w =$	200	mm	$d =$	975 mm

Non Considerare V_{Rd} $V_{Rcd} =$ 114319 kg Taglio Compressione
 $V_{Ed} =$ 20045 kg Taglio di Progetto

$V = V_{Rsd} + V_{Rcd} =$ 20772 kg Taglio resistente C.S. 1.04



VERIFICA TAGLIO SETTI Sp.30

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	con		d =	975	mm
v _{min} =	0.37	k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2		b _w =	300	mm
ρ ₁ =	0.010	v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}		f _{ck} /FC =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	0.50	Altezza H	Coprifer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	1000	25	N _{Ed} =	15071.108	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	29.00	A _c =	300000	mm ²

$V_{Ed} =$ 26917 kg $V_{Rd} =$ 20156 kg $V_{Rd} = F'$ termine Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 8519 kg Taglio Trazione

s =	350	mm	$f_{yd} =$	670	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	975	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	1		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	113	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ 18988 kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE= 27507

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1.0201485
$b_w =$	300	mm	$d =$	975 mm

Non Considerare VR $V_{Rcd} =$ 167399 kg $V_{Ed} =$ 26917 kg Taglio Compressione Taglio di Progetto

$V = V_{Rsd} + V_{Rd} =$ 27507 kg Taglio resistente C.S. 1.02



VERIFICA A TAGLIO TRAVI 150X37 – RINFORZATE

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.76	con		d =	345	mm
v _{min} =	0.50	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		b _w =	1500	mm
ρ ₁ =	0.002			f _{ck} /FC =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	0.00	Altezza H	Coprifer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	370	25	N _{Ed} =	0	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	12.57	A _c =	555000	mm ²

$V_{Ed} = 43977$ kg $V_{Rd} = 25639$ kg $V_{Rd} = I^e$ termine Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	250	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	345	mm
ϕ staffe =	8	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	4		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	201	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} = 9260$ kg Taglio Trazione

s =	250	mm	$f_{yd} =$	2925	N/mm ²
α staffe =	45	gradi	d =	345	mm
ϕ staffe =	8	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	100	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} = 51623$ kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE= 60883

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1	
$b_w =$	1500	mm	$d =$	345	mm

Non Considerare V_{Ri} $V_{Rcd} = 290318$ kg $V_{Ed} = 43977$ kg Taglio Compressione Taglio di Progetto

$V_{Rsd} + V_{Rcd} = 60883$ kg Taglio resistente C.S. 1.38



VERIFICA A TAGLIO TRAVI 150X27 – RINFORZATE

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
		b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.90	con		d =	245	mm
v _{min} =	0.56	k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2		b _w =	1500	mm
ρ _l =	0.003	v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}		f _{ck} /FC =	44.0	N/mm ²
σ _{cp} =	0.00	Altezza H	Coprifer.	f _{cd} =	24.9	N/mm ²
γ _c =	1.5	270	25	N _{Ed} =	0	kg
γ _f =	1.15	Arm.Tesa cm ²	12.57	A _c =	405000	mm ²

$V_{Ed} =$ 44677 kg $V_{Rd} =$ 20725 kg $V_{Rd} = F$ termine Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

s =	250	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	d =	245	mm
ϕ staffe =	8	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	4		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	201	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 6576 kg Taglio Trazione

s =	240	mm	$f_{yd} =$	2925	N/mm ²
α staffe =	45	gradi	d =	245	mm
ϕ staffe =	8	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	100	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ 38187 kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE= 44763

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1	
$b_w =$	1500	mm	$d =$	245	mm

Non Considerare V_{Rd} $V_{Rcd} =$ 206168 kg Taglio Compressione $V_{Ed} =$ 44677 kg Taglio di Progetto

$V = V_{Rsd} + V_{Rd} =$ 44763 kg Taglio resistente C.S. 1.00



VERIFICA A TAGLIO TRAVI 150X37 – NON RINFORZATE

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA

Elem. Esist. Fra.

F DA PR

LC2 FC=1.20

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

<input type="text" value="1.76"/>	<input type="text" value="con"/>	<input type="text" value="d = 345 mm"/>
$v_{min} = 0.50$	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$b_w = 1500$ mm
$\rho_1 = 0.002$	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}/FC = 44.0$ N/mm ²
$\sigma_{cp} = 0.00$	Altezza H	$f_{cd} = 24.9$ N/mm ²
$\gamma_c = 1.5$	Coprijfer.	$N_{Ed} = 0$ kg
$\gamma_f = 1.15$	Arm.Tesa cm ²	$A_c = 555000$ mm ²
$V_{Ed} = 25472$ kg		Vrd = II° termine
$V_{Rd} = 25639$ kg		Armatura a taglio minima
C.S.= 1.01		

Si considera il solo contributo del calcestruzzo

VERIFICA A TAGLIO TRAVI 150X27 – NON RINFORZATE

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA

Elem. Esist. Fra.

F DA PR

LC2 FC=1.20

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

<input type="text" value="1.90"/>	<input type="text" value="con"/>	<input type="text" value="d = 245 mm"/>
$v_{min} = 0.56$	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$b_w = 1500$ mm
$\rho_1 = 0.003$	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}/FC = 44.0$ N/mm ²
$\sigma_{cp} = 0.00$	Altezza H	$f_{cd} = 24.9$ N/mm ²
$\gamma_c = 1.5$	Coprijfer.	$N_{Ed} = 0$ kg
$\gamma_f = 1.15$	Arm.Tesa cm ²	$A_c = 405000$ mm ²
$V_{Ed} = 20363$ kg		Vrd = I° termine
$V_{Rd} = 20725$ kg		Armatura a taglio minima
C.S.= 1.02		

Si considera il solo contributo del calcestruzzo



VERIFICA A TAGLIO PILASTRI RINFORZATI

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.
F DA PR	LC2 FC=1.20

d è l'altezza utile della sezione (in mm);
 $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
 $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
 b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$k =$	1.54	con	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$d =$	675	mm
$v_{min} =$	0.41		$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$b_w =$	700	mm
$\rho_1 =$	0.003			$f_{ck}/FC =$	44.0	N/mm ²
$\sigma_{cp} =$	1.32	Altezza H	Copriifer.	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	700	25	$N_{Ed} =$	64547.01	kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm ²	15.71	$A_c =$	490000	mm ²

$V_{Ed} =$ 34262 kg
 $V_{Rd} =$ 30752 kg
 $V_{Rd} = F'$ termine
Armare a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

A_{sw} area dell'armatura trasversale;
 s interasse tra due armature trasversali consecutive;
 α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
 f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

$s =$	250	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	$d =$	675	mm
ϕ staffe =	8	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	4		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	201	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE ESISTENTI $V_{Rsd} =$ 18118 kg Taglio Trazione

$s =$	400	mm	$f_{yd} =$	500	N/mm ²
α staffe =	90	gradi	$d =$	675	mm
ϕ staffe =	12	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	226	mm ²	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

STAFFE INTEGRATE $V_{Rsd} =$ 17168 kg Taglio Trazione

V_{Rsd} TOTALE = 35286

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$f_{cd} =$	12.47	N/mm ²	$\alpha_c =$	1.0528323
$b_w =$	700	mm	$d =$	675 mm

Non Considerare VR $V_{Rcd} =$ 279077 kg Taglio Compressione
 $V_{Ed} =$ 34262 kg Taglio di Progetto
 $V = V_{Rsd} + V_{Rcd} =$ 35286 kg Taglio resistente C.S. 1.03



VERIFICA A TAGLIO PILASTRI NON RINFORZATI

Verifica a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA ▼

Elem. Esist. Fra. ▼

F DA PR ▼

LC2 FC=1.20 ▼

 d è l'altezza utile della sezione (in mm); $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$); $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$); b_w è la larghezza minima della sezione (in mm). $k = 1,54$ $v_{min} = 0,41$ $\rho_1 = 0,003$ $\sigma_{cp} = 2,62$ $\gamma_c = 1,5$ $\gamma_f = 1,15$

con
 $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

Altezza H

Coprifer.

700

25

Arm.Tesa cm²

15,71

 $d = 675$ mm $b_w = 700$ mm $f_{ck}/FC = 44,0$ N/mm² $f_{cd} = 24,9$ N/mm² $N_{Ed} = 128380,23$ kg $A_c = 490000$ mm² $V_{Ed} = 36709$ kg $V_{Rd} = 39985$ kg

C.S. = 1,09

Vrd = F' termine

Armatura a taglio minima

Si considera il solo contributo del calcestruzzo, nella combinazione di taglio massimo e sforzo normale minimo.



4.3 Relativamente le verifiche dei rinforzi delle travi in spessore, si motivi l'assenza di momento iniziale antecedente l'applicazione di FRP

Il parametro "Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre" rappresenta lo stato deformativo prima della applicazione delle fibre.

Bisogna procedere alla valutazione dello stato deformativo iniziale quando M_0 è maggiore del momento di fessurazione. In caso contrario, lo stato deformativo iniziale può essere trascurato.

Poiché all'applicazione delle fibre, le travi sono sottoposte esclusivamente a peso proprio, il momento M_0 è trascurabile.

4.4 Valori di resistenza di progetto dei rinforzi utilizzati nelle verifiche a taglio delle travi in spessore (FRP) e dei setti da 16cm (acciaio)

Nelle verifiche a taglio delle travi in spessore è stato inserito il valore di resistenza minimo tra le resistenze dei meccanismi di della rottura barra in carbonio e di distacco del fiocco alle estremità del supporto, in particolare è stato inserito il valore dello strappo del calcestruzzo per l'area dello sfiocco:

Distacco supporto			
r=	150 mmq	ftcd=	2,08 Mpa
A_sfiocco=	70650 mmq	Ftd=	146952,0 N

Trazione barra Ø8mm			
Asw=	50,24 mmq	f _{yd} =	4830,00 Mpa
		F _t =	242659,2 N

Tensione di snervamento equivalente $f_{yd_eq} = \min(F_{td}; F_t) / A_{sw}$	
$f_{yd_eq} =$	2925 Mpa

Nelle verifiche a taglio dei setti S16 è stato inserito il valore della tensione di snervamento dell'acciaio S355. I piatti di rinforzo infatti, sono applicati alla superficie in calcestruzzo con adesivo epossidico bicomponente tissotropico per incollaggi strutturali (adesione >3MPa → rottura supporto) e ulteriormente ancorati con tasselli passanti M12 CL10.9 passo 30cm, per cui lo snervamento della piastra risulta il massimale che governa la rottura.



4.5 Verifiche di rinforzo dei solai mediante FRP e verifiche di delaminazione per tali interventi.

Il rinforzo a flessione dei solai avviene mediante applicazione di FRP all'intradosso o all'estradosso.

È stato ricavato il valore della tensione di delaminazione della fibra ed è stato inserito come armatura equivalente all'interno del software VCASlu.

Si riporta la verifica del solaio maggiormente sollecitato:

SDP	MEZZERIA				RINFORZO		APPOGGI				RINFORZO	
	Med+	Med-	Mrd+	Mrd-	M+	M-	Med+	Med-	Mrd+	Mrd-	M+	M-
Solaio P.T.	105.0	-57.0	119.0	-73.9	15x200/1140	15x300/570	0.0	-125.2	98.1	-166.8	NO	NO
Solaio 1°P	103.8	-58.0	104.1	-62.9	15x300/570	15x300/570	0.0	-151.1	56.2	-153.8	NO	NO
Solaio 2°P-3°P	70.8	-36.0	73.7	-48.9	15x200/1140	15x200/570	0.0	-104.9	56.2	-153.8	NO	NO
Solaio Copertura	51.8	-16.0	55.9	-32.5	NO	15x200/1140	0.0	-76.3	56.2	-153.8	NO	NO

MECCANISMO DI DELAMINAZIONE PER MODO:

$\gamma_{f,d}$	1,20	[-]	Coefficiente parziale
η	0,95	[-]	Fattore di conversione η
E_f	390.000,00	MPa	Modulo elasticità normale nella direzione della forza
n	1,00	[-]	n. di strati rinforzo
P_t	600,00	g/mq	grammatura
p_{fib}	1,82	g/cmc	densità fibra
b_f	300,00	mm	Larghezza rinforzo
A_{fib}	98,90	mmq	
t_f	0,330	mm	Spessore composito fibrorinforzato
T_{fd}	0,397	MPa	Valore di progetto energia specifica di frattura
b	570,00	mm	Larghezza sezione cls
h	320,00	mm	Altezza sezione cls

FC	1,20	[-]	Fattore di confidenza
K_b	1,00	[-]	Coefficiente correttivo geometrico
f_{cm}	44,14	Mpa	resist a compressione media del cls esistente
f_{ctm}	3,75	Mpa	resist a trazione media del cls esistente
K_G	0,037	[-]	Coefficiente correttivo tarato su risultati sperimentali. Pari a 0,023 mm per compositi preformati e 0,037 per compositi impregnati in situ.
$K_{G,2}$	0,10	[-]	Coefficiente correttivo tarato su risultati sperimentali indipendente dal tipo di rinforzo
k_q	1,25	[-]	Coefficiente che tiene conto delle condizioni di carico. Pari a 1,25 per carichi distribuiti e 1,00 in altri casi.

A_{fibra}	98,90	mmq	Area rinforzo
$f_{yd, trefolo}$	1.500,00	MPa	Tensione di snervamento trefolo equivalente

MODO 2

Distacco centrale

$f_{dd,2}$	1.575,78	Mpa
e_{fdd}	0,0040	[-]
A equivalente X Gelfi		
	1,04	cmq

MODO 1

Distacco di estremità

f_{dd}	766,81	Mpa
$e_{fdd,1}$	0,0020	[-]
A equivalente X Gelfi		
	0,51	cmq

Si prevede l'inserimento di 1 strato avente una larghezza di 300mm con un passo di 570mm (1 fascia per ogni travetto).

Il meccanismo del modo di delaminazione governante è quello relativo al Modo 1, distacco alle estremità, con una tensione di 766,81MPa.

All'interno del VCASlu, si simula il contributo della fibra inserendo una armatura aggiuntiva avente una area equivalente pari a:

$$A_{eq} = A_{fibra} \cdot f_{yd_eq} / f_{fdd} = 0,51 \text{ cmq}$$

Dove f_{yd_eq} è il valore, scelto arbitrariamente, della tensione di snervamento del materiale aggiunto in VCASlu.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Sol. 32 - mezzeria - M+ P1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: SOLAIO PREDALLES 32cm MEZZERIA - RINFORZO CFRP INF

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 15 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	28
2	-34	28
3	-34	0
4	-22	0
5	-22	28
6	22	28

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,19	0	30
2	0,19	20	30
3	0,19	40	30
4	0,19	-20	30
5	0,19	-40	30
6	0,19	-33	1

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Cavo snervato

M_{xRd} 104,1 kNm

Materiali

Da Prove	Da Prove
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2,147 ‰
f_{yd} 429,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,27 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 37,4
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 2,147 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 18,15
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 1,048
	τ_{c1} 2,789

σ_c -37,4 N/mm²
 σ_s 429,3 N/mm²
 ϵ_c 2,943 ‰
 ϵ_s 65,3 ‰
d 32 cm
x 1,337 x/d 0,04178
 δ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	0,51	-28	0	0
2	0,51	28	0	0

Tipo cavo CFRP

ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 1.500 N/mm²
 E_s/E_c 2,5
 ϵ_{syd} 7,5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.500 N/mm²
 ϵ_{sp} 67,5 ‰ compressa predef.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☒ Precompresso

Mrd=104,1 kNm

4.6 Motivare l'estensione dell'intervento di rinforzo delle pareti fino al piano campagna, con l'esclusione del piano interrato

Il rinforzo delle pareti esterne (lati sud e nord) si estende fino al piano di campagna poiché al di sotto di tale quota i setti aumentano la propria sezione da 20 a 30cm e sono collegati ai setti da 30cm dei lati lunghi, formando una Box Foundation (vedi § 3.4 del presente documento), per cui non necessitano di interventi di miglioramento in quanto allo stato di fatto risultano verificati a sopportare le sollecitazioni sismiche (vedi "VERIFICA A TAGLIO SETTI Sp30" al § 4.2 del presente documento).

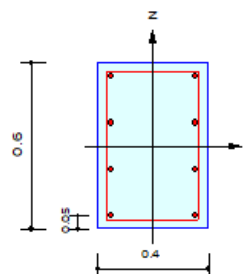


4.7 Verifiche dei nuovi pilastri "reggi solaio"

Si riporta il report di verifica degli elementi richiesti:

1. Design Condition

Design Code Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number 782 (PM), 785 (Shear)
Material Data $f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Column Height 3 m
Section Property PIL 60X40 NUOVO (No : 9)
Rebar Pattern : 8 - 4 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.010$)



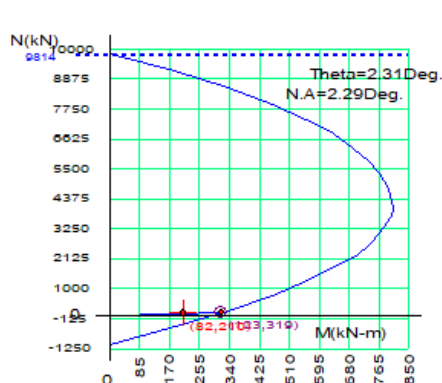
2. Applied Loads

Load Combination 35 AT (J) Point
 $N_{Ed} = 82.4384 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 209.544 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 8.37645 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 209.711 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 9813.56 \text{ kN}$
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 82.4384 / 122.658 = 0.672 < 1.000 \text{ O.K.}$
Moment Ratio $M_{Ed}/M_{Rd} = 209.711 / 318.635 = 0.658 < 1.000 \text{ O.K.}$
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 209.544 / 318.376 = 0.658 < 1.000 \text{ O.K.}$
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 8.37645 / 12.8358 = 0.653 < 1.000 \text{ O.K.}$

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
9813.56	0.00
8555.93	337.63
7384.37	559.80
6298.53	694.50
5338.32	766.39
4556.87	797.57
4108.48	806.47
3764.45	799.02
3124.57	768.76
2274.73	700.42
1303.53	563.58
192.48	335.69
-1078.75	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_{Ed} = 100.163 \text{ kN}$ (Load Combination 25)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 100.163 / 186.469 = 0.537$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 100.163 / 212.573 = 0.471$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.537 < 1.000 \text{ O.K.}$
($A_{sw}H_{use} = 0.00100 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @100)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_{Ed} = 100.163 \text{ kN}$ (Load Combination 25)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 100.163 / 186.469 = 0.537$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 100.163 / 106.286 = 0.942$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.537 < 1.000 \text{ O.K.}$
($A_{sw}H_{use} = 0.00050 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @200)

7. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination No.	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	43	-1484.75	2564.96	0.5789
Concrete (Compression)	43	1936.14	15000.00	0.1291
Rebar	43	13434.33	360000.00	0.0373
Check Linear Creep	51	1770.11	11250.00	Linear Creep

Riassumendo la tabella si ha che il pilastro "reggi solaio" maggiormente caricato presenta un livello di sicurezza minimo a pressoflessione deviata pari a $0,672 < 1$ e a taglio pari a $0,537 < 1$, per cui gli elementi risultano verificati.



4.8 Si riportino le verifiche della nuova scala in acciaio (membrature portanti e relative connessioni)

Si è prescritta l'installazione di una nuova scala esterna in acciaio di tipo prefabbricato conforme alle vigenti normative tecniche per le costruzioni e di sicurezza.

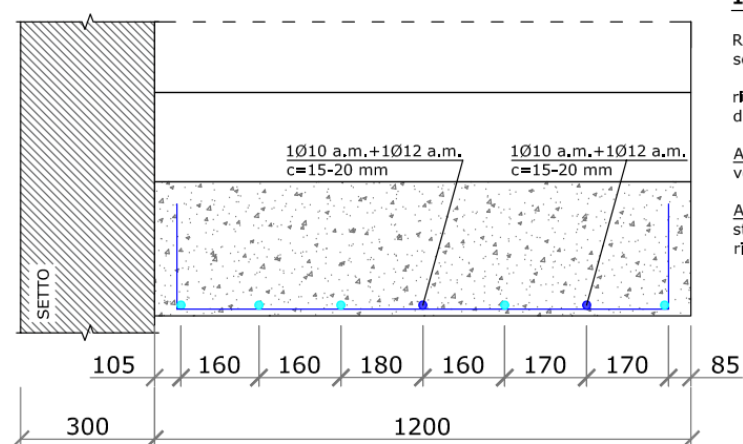
L'onere della progettazione è a carico del produttore.

4.9 Si fornisca la verifica allo SLU della scala interna esistente

La rampa delle scale interna ed esterna, hanno una geometria in termini di luce e larghezza molto simile, considerando inoltre la congruenza delle due rampe in termini di periodo di costruzione, imprese e progettisti, è lecito ipotizzare che la sezione resistente delle due rampe scale sia la medesima.

A vantaggio di sicurezza, nelle verifiche si applica un fattore di confidenza $FC=1,35$ per tenere conto di una limitata conoscenza dell'elemento "rampa scale".

disegno fuori scala



ID 108

RAMPA - Scala Esterna
sezione Intradossale mezzera

rilevo visivo
dimensioni al netto da finiture

ARMATURA LONGITUDINALE
vedi figura

ARMATURA TRASVERSALE
staffe Ø 6 a.m. passo 300mm
ricoprimento 8/10mm

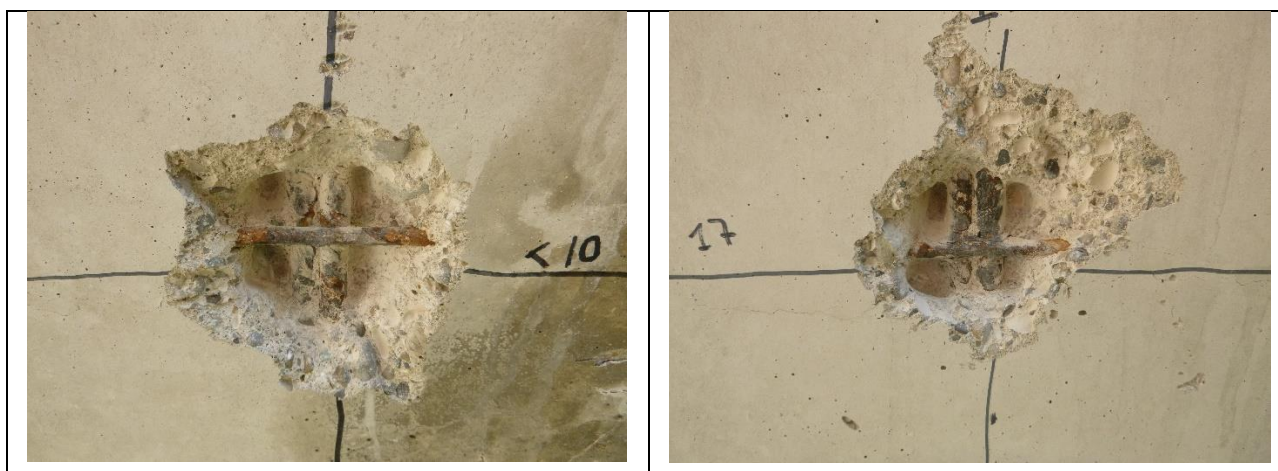
Si riporta la verifica SLU di un metro lineare delle rampe scale:

$$q=1,3G1+1,5G2+1,5Q_{\text{scala}}=1,3\cdot(25\cdot1\cdot0,25)+1,5\cdot0,5+1,5\cdot4=14,9\text{kN/m}$$

$$M_{\text{ed}}=1/8\cdot q\cdot l^2=28,33\text{kNm}$$

Il laboratorio ha rilevato la presenza Ø10 e Ø12 affiancati:





A vantaggio di sicurezza, nella verifica, si trascura la presenza dei Ø10 aggiuntivi:

Titolo: Rampa scale - FC=1,35

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	18
4	0	18

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,79	10	2
2	1,13	26	2
3	1,13	42	2
4	1,13	58	2
5	1,13	74	2
6	1,13	90	2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Da Prove Da Prove
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2,147 ‰
f_{yd} 381,5 N/mm² ε_{cu} 3,27 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 33,24 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,908 ‰ σ_{c,adm} 18,15 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 1,048 N/mm²
τ_{c1} 2,789 N/mm²

M_{xRd} 38,36 kNm
σ_c -33,24 N/mm²
σ_s 381,5 N/mm²
ε_c 3,27 ‰
ε_s 52,32 ‰
d 16 cm
x 0,941 x/d 0,05883
ξ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

M_{rd}=38,36 kNm > M_{ed}=28,33 kNm

Nonostante le ipotesi di calcolo cautelative, la rampa scale risulta ampiamente verificata.

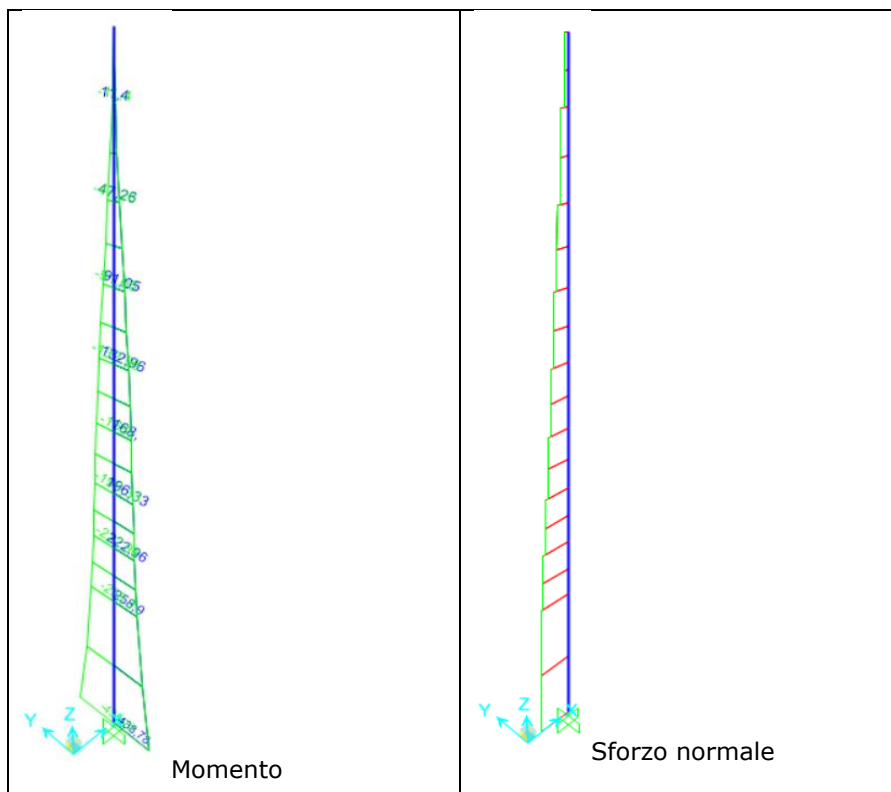
4.10 Con particolare attenzione alle verifiche fuori piano del setto, si chiedono le verifiche allo SLU della scala esterna

È stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti della scala esterna ed è stata dunque eseguita una analisi modale con fattore di struttura q=1,5 (struttura isostatica a pendolo inverso).

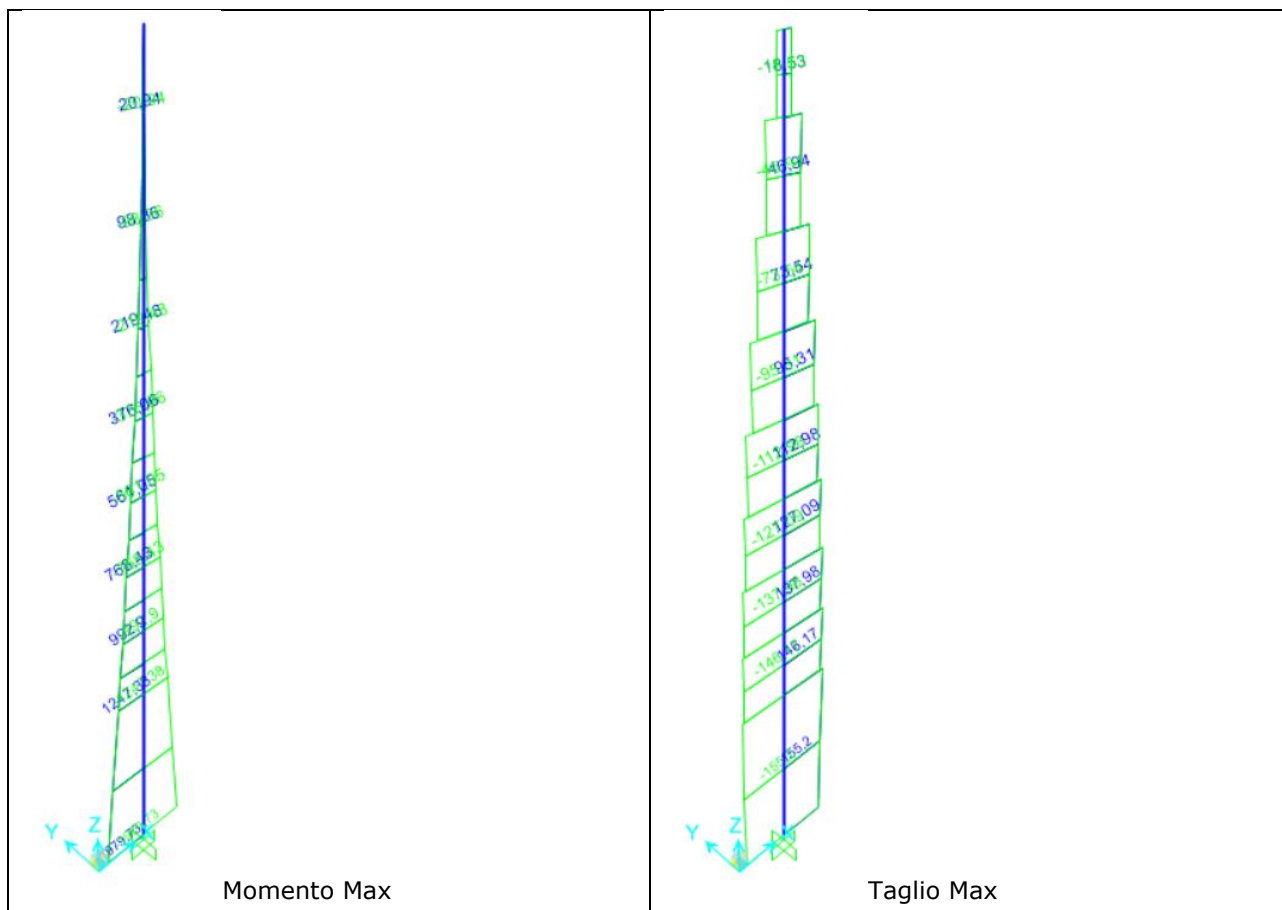
In particolare, è stato modellato il setto portante della scala e sono stati inseriti, pianerottolo per pianerottolo, i carichi permanenti e variabili della rampa:



Sollecitazioni di pressoflessione fuori piano per azioni sismiche:



Sollecitazione di momento e taglio massime:



**Verifiche sotto pressoflessione fuori piano:**Med_y=438,7 kNmMed_x=593,9 kNm

Ned=997 kN

Titolo: SCALA EST

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 50 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	-15
2	-150	15
3	150	15
4	150	-15

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 997 0 kN
M_{Ed} 438,7 0 kNm
M_{yEd} 593,9 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
Da Prove Da Prove
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2,147 ‰
f_{yd} 429,2 N/mm² ε_{cu} 3,27 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 37,4 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 2,146 ‰ σ_{c,adm} 18,15 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 1,048 ‰
τ_{c1} 2,789 ‰

P.to rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 179,06

Precompresso

Diagramma: SCALA EST - Ned = 997 kN. Mx-MyRd (red line), Mx-MyEd (blue dot), Vettore (magenta line).

Mrd_x=454,7kNm > Med_x=438,7kNm**Verifiche sotto pressoflessione nel piano:**Med_y=1979,7 kNmMed_x=131,6 kNm

Ned=997 kN

Titolo: SCALA EST

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 50 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	-15
2	-150	15
3	150	15
4	150	-15

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 997 0 kN
M_{Ed} 131,6 0 kNm
M_{yEd} 1979,7 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
Da Prove Da Prove
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2,147 ‰
f_{yd} 429,2 N/mm² ε_{cu} 3,27 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 37,4 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 2,146 ‰ σ_{c,adm} 18,15 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 1,048 ‰
τ_{c1} 2,789 ‰

P.to rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 162,16

Precompresso

Diagramma: SCALA EST - Ned = 997 kN. Mx-MyRd (red line), Mx-MyEd (blue dot), Vettore (magenta line).

Mrd_y=4166 kNm > Med_y=1979,7 kNm

**Verifiche taglio massimo:**

Ved=152,2 kN

Verifica a taglio**4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

CARATTERISTICHE

CLS DA

Elem. Esist. Fra.

F DA PR

LC2 FC=1.20

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$v_{min} =$	1.85	con	d =	275	mm
$\rho_l =$	0.53	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$b_w =$	3000	mm
$\sigma_{cp} =$	0.003	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	fck/FC=	44.0	N/mm ²
$\gamma_c =$	0.00	Altezza H	Coprifer.	$f_{cd} =$	24.9 N/mm ²
$\gamma_f =$	1.5	300	25	$N_{Ed} =$	0 kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm ²	28.25	$A_c =$	900000 mm ²
$V_{Ed} =$	15520	kg	$V_{Rd} =$	I° termine	
$V_{Rd} =$	45304	kg	$C.S. =$	Armatura a taglio minima	
$C.S. =$	2.92				

Il setto è verificando considerando il valore di resistenza a taglio del solo calcestruzzo.



4.11 Per la medesima opera, si richiede la verifica a martellamento con l'unità strutturale principale

Nel progetto esecutivo si prevede l'adeguamento del giunto sismico esistente tra scala esterna ed edificio principale mediante il taglio della porzione di pianerottolo prossima all'edificio principale al fine di ottenere un giunto minimo tra le due strutture pari a:

$$Sx_{\text{(edificio SLV)}} = 47,8 \text{ mm}$$

$$Sx_{\text{(scala SLV)}} = 8,40 \text{ mm}$$

$$Stot = 47,8 + 8,4 = 56,2 \text{ mm}$$

Verrà realizzato un giunto sismico tra le due strutture pari a 60mm.

Viene data evidenza della presenza del giunto aggiornando le tavole dello stato di progetto esecutivo, protocollate in data 27/02/2018 con P.G. n.28258.

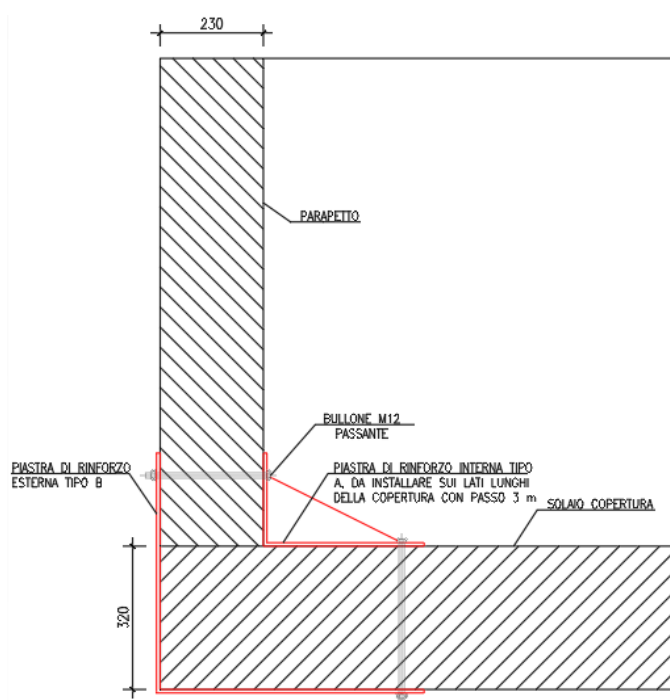
4.12 Si chiedono le verifiche degli elementi non strutturali (es. tamponamenti) e relative connessioni

Il progetto esecutivo architettonico e impiantistico prevede lo smantellamento di tutti gli elementi non strutturali esistenti (tramezze, tamponamenti, impianti, controsoffitti etc) e la realizzazione di elementi nuovi, forniti e posati a regola d'arte e nel rispetto delle normative vigenti in materia strutturale e di sicurezza.

In particolare, ogni elemento non strutturale (tubazioni appese, tramezze in cartongesso, controsoffitti etc) sarà accompagnato dalla certificazione antisismica del produttore.

L'unica eccezione consta nel parapetto in copertura per il quale si prevede un rinforzo del collegamento esistente.

Il rinforzo del collegamento del parapetto in CLS prefabbricato con il solaio avviene mediante una doppia piastra ad "L" che abbraccia parapetto e solaio, solidarizzandoli:





Si procede con la verifica del bullone M12 passante nel parapetto e del bullone M12 passante nel solaio.

Il collegamento è disposto ad interasse pari a 3m.

Peso Proprio pannello CLS=300kg/mq – h=100cm

Il bullone M12 passante nel parapetto è sollecitato da uno sforzo di trazione pari a:

$$F_{t,ed} = m \cdot S(a) = 3 \text{ kN/mq} \cdot 3 \text{ mq} \cdot 0,428 = 3,85 \text{ kN}$$

Dove m è la massa del pannello per area di influenza del collegamento a passo 3m ($A_i = 3\text{m} \cdot 1\text{m}$)

S(a) è l'accelerazione massima nel tratto di plateau dello spettro $q=1,5$

$$F_{t,rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma = 60,5 \text{ kN} \rightarrow \textbf{VERIFICATO}$$

Il bullone M12 passante nel solaio è sottoposto ad uno sforzo di taglio pari a 3,85 kN, precedentemente calcolato e da uno sforzo di trazione pari a:

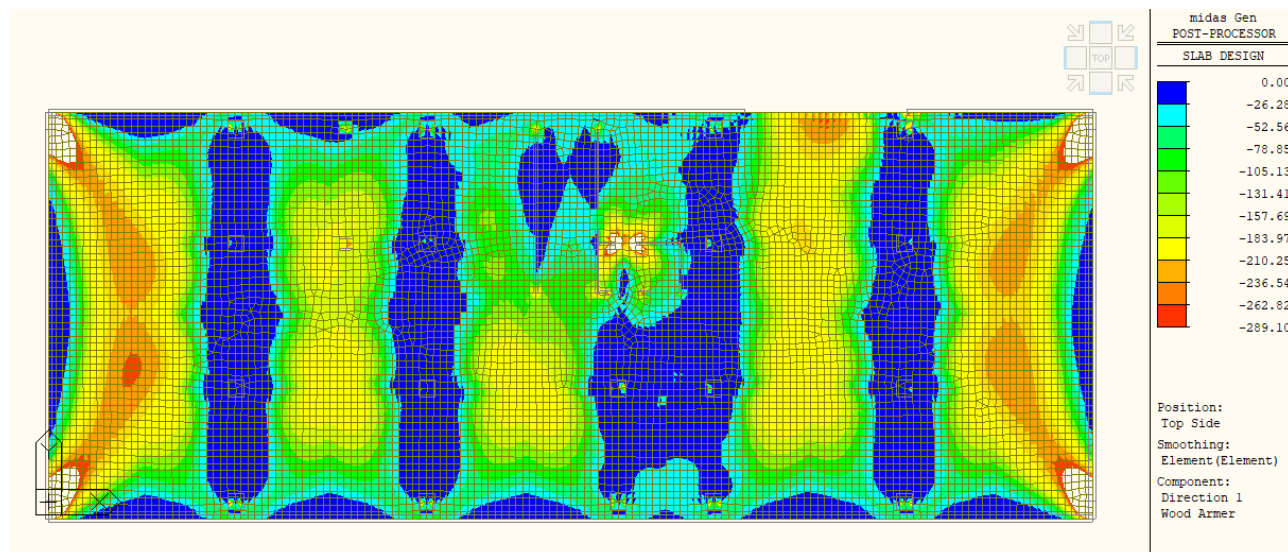
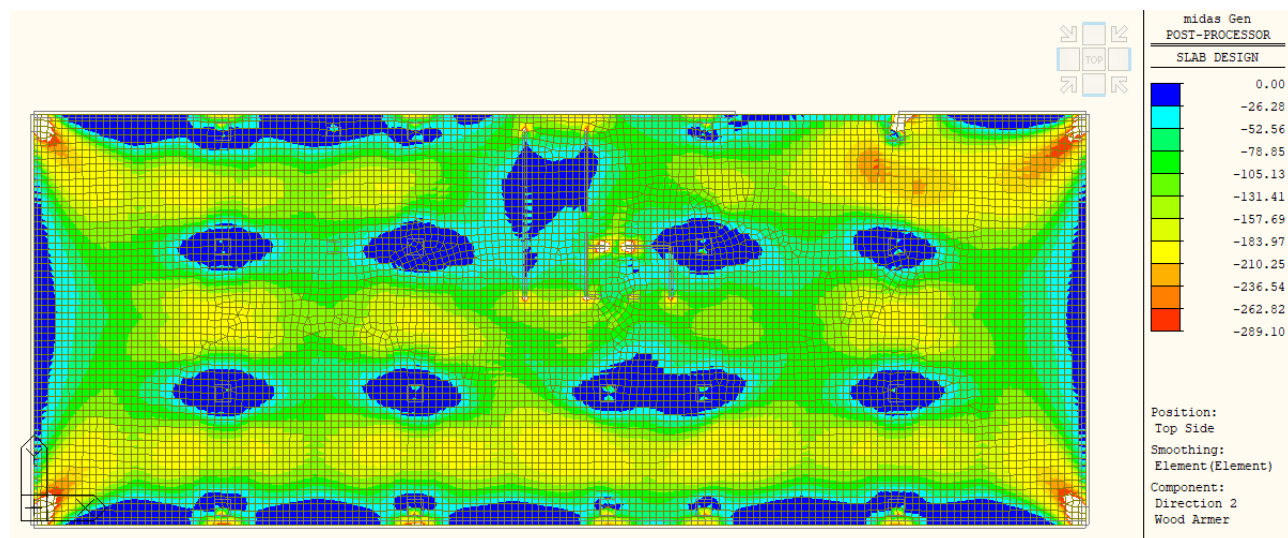
$$F_{t,ed} = (F_{v,ed} \cdot h/2) / d = 3,85 \cdot 0,5 / 0,42 = 4,6 \text{ kN}$$

Dove d è la distanza dal punto di applicazione del momento con l'asse del bullone M12 nel solaio.

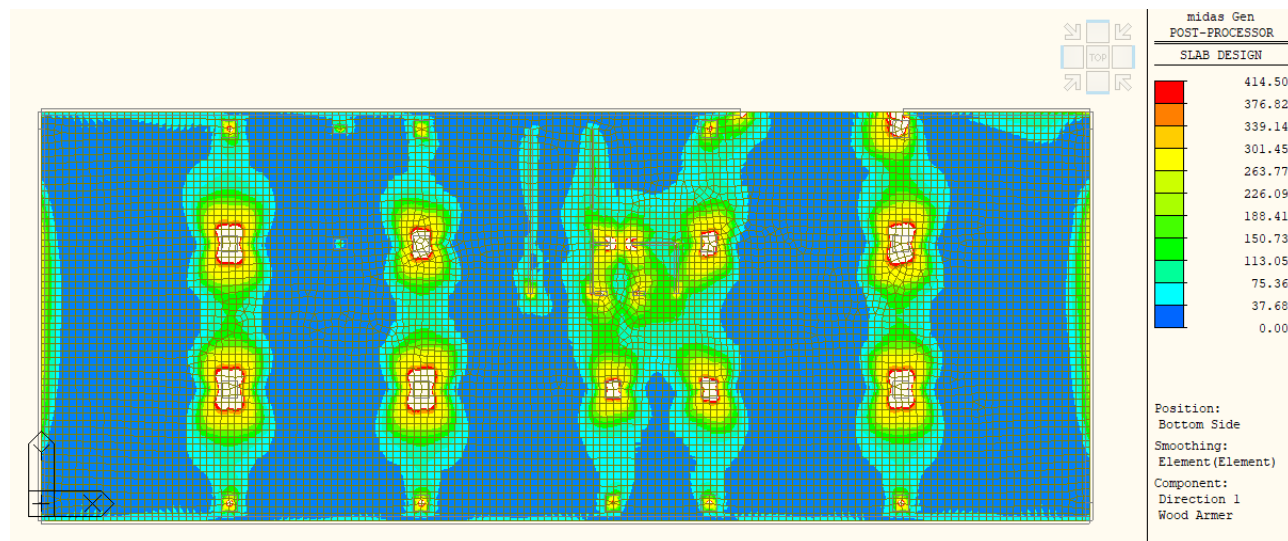
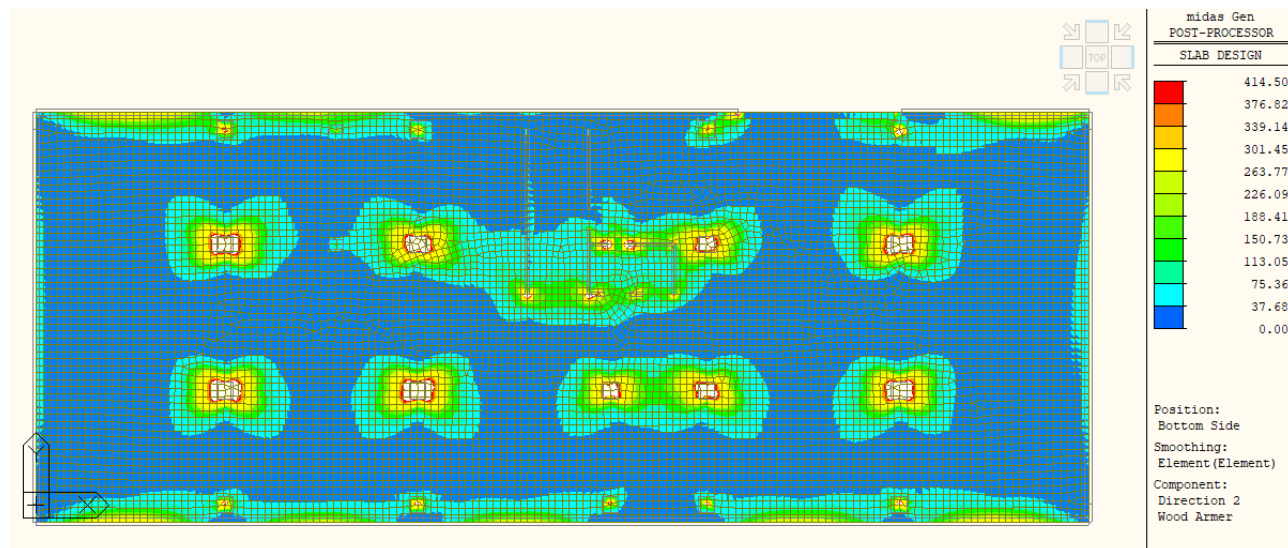
$$F_{v,ed} / F_{v,rd} + F_{t,ed} / (1,4 \cdot F_{t,rd}) < 1$$

$$3,85 / 33,6 + 4,6 / (1,4 \cdot 60,5) = 0,17 < 1 \rightarrow \textbf{VERIFICATO}$$

RELAZIONE INTEGRATIVA

**Momento flettente superiore direzione 1:****Momento flettente superiore direzione 2:**

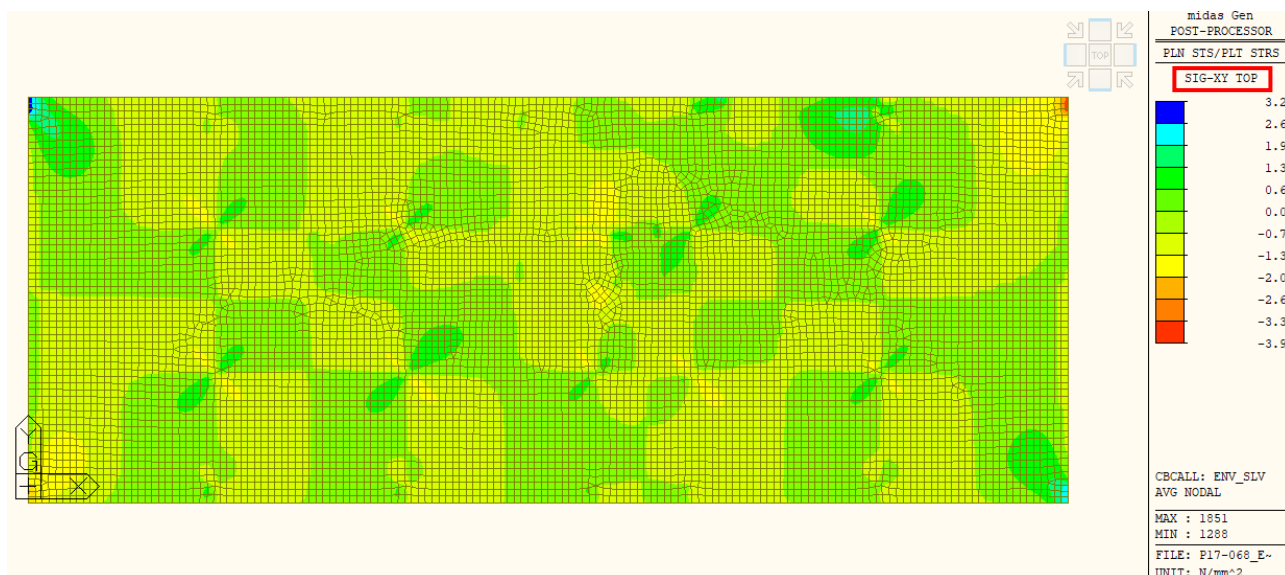
I momenti negativi agenti sono interamente coperti dal momento resistente della platea.

**Momento flettente inferiore direzione 1:****Momento flettente inferiore direzione 2:**

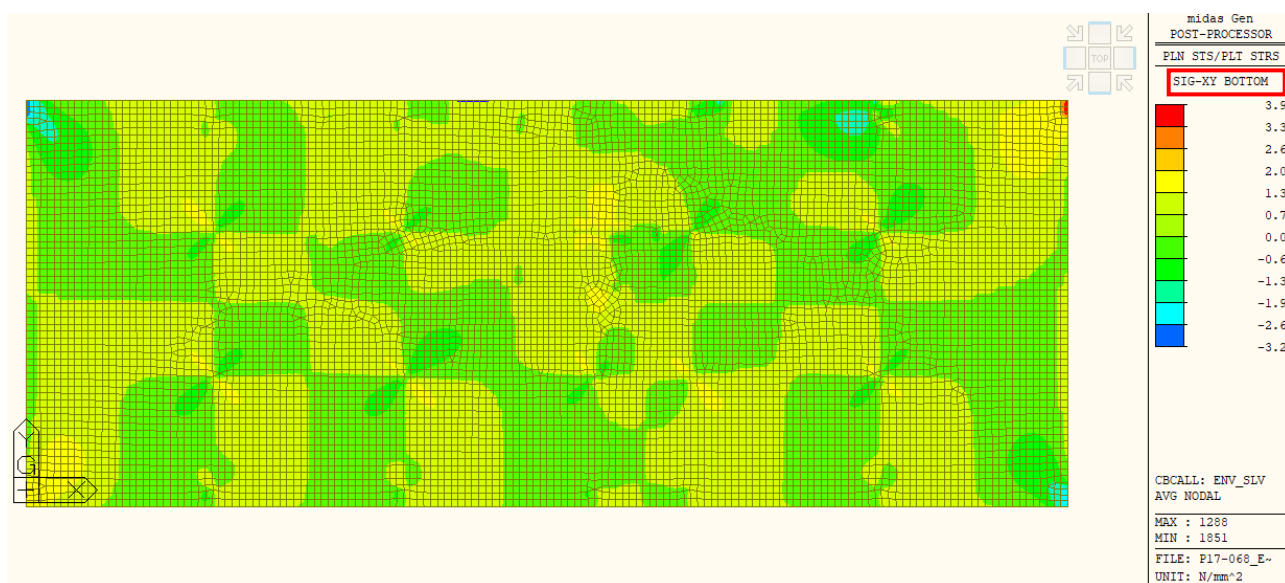
Nei software agli elementi finiti, i pilastri sono modellati come elementi monodimensionali "beam", per cui, il carico assiale di un pilastro viene schematizzato dal software come carico concentrato agente in un punto. Nella realtà il carico assiale viene trasferito da pilastri aventi superficie di 70x70cm, per cui, i picchi in bianco in prossimità dei pilastri non possono essere ritenuti valori rappresentativi. Tuttavia, viene eseguita una verifica dello stato tensionale in direzione XY e la verifica a punzonamento della platea come di seguito riportato.

VALUTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE IN DIREZIONE XY – σ_{xy}

Stato tensionale superiore:



Stato Tensionale Inferiore:



In entrambi i casi la tensione media agente sulla platea è prossima al valore nullo, dunque trascurabile.



RELAZIONE INTEGRATIVA

ID File: D10

REV 1

Pag 37 di 41

VERIFICA PUNZONAMENTO PLATEA SDF:

Punzonamento di pilastro rettangolare su piastra

Materiale				Sollecitazioni	
Calcestruzzo	fck	36.78	MPa	P	3317600
Acciaio	fyk	429.44	MPa	N	

Piastra			Pilastro		
Spessore	700	mm	b1	700	mm
Copriferro	50	mm	b2	700	mm
Armatura	passo	Φ			
Superiore			Superiore aggiuntivo		
Dir. X	300	16	Dir. X	300	8
Dir. Y	300	16	Dir. Y	300	8
Inferiore			Inferiore aggiuntivo		
Dir. X	300	20	Dir. X	300	8
Dir. Y	300	20	Dir. Y	300	8

Altezza utile piastra

d 634 mm

Rapporto geometrico di armatura

Ax 515.221 mm²

Ay 515.221 mm²

ρ_x 0.00324 < 0.02 OK

ρ_y 0.00324 < 0.02 OK

Ax 100.531 mm²

Ay 100.531 mm²

Perimetro del pilastro

u₀ 2800 mm

u₁ 10767 mm

Tensione di punzonamento di progetto

ved,0 1.87 MPa 0.73

Massimo valore della resistenza a taglio - punzonamento

v_{rd} 6.22 MPa VERIFICATO

Verifica lungo il perimetro di base posto a distanza 2d

ved,1 0.49 MPa

Resistenza punzonamento senza armatura a taglio - punzonamento

C_{rd,c} 0.12

k 1.56166 **1.5617**

ρ_l 0.00324 < 0.02 OK

v_{rd,c} 0.43 MPa OK

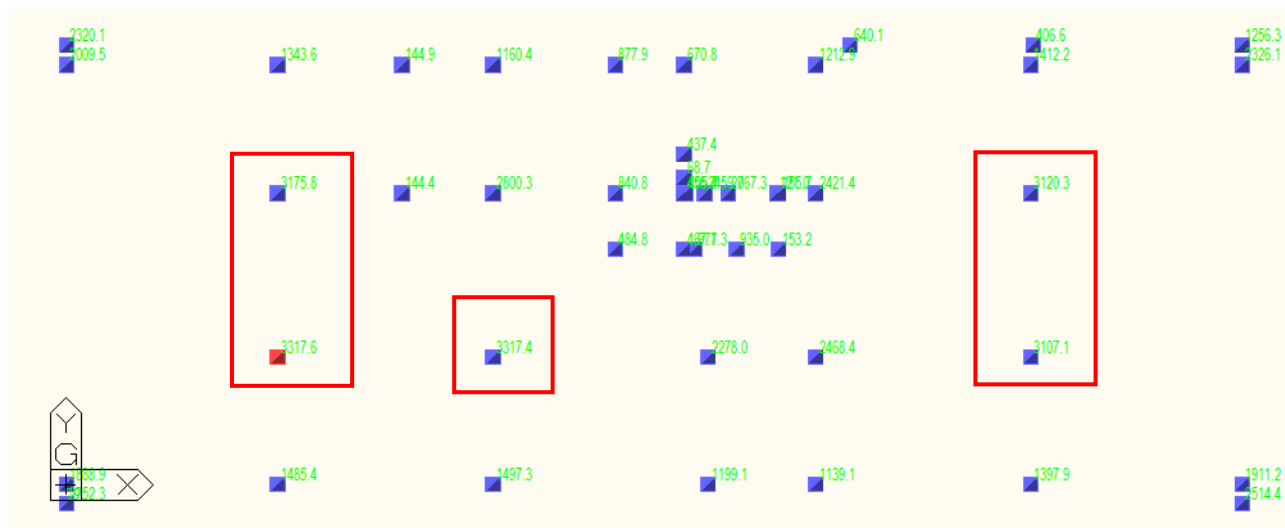
v_{min} 0.41 MPa

Verifica a punzonamento

v_{ed} 0.486 MPa < v_{rd,c} 0.428 MPa NON VERIFICATO 88%

La platea, in corrispondenza di pilastri aventi uno sforzo normale agli SLU maggiore di:
3317·0,88=2919kN Non è verificata a punzonamento.

PUNTI DA RINFORZARE:





VERIFICA PLATEA RINFORZATA:

Punzonamento di pilastro rettangolare su piastra

	Materiale		
Calcestruzzo	fck	36.78	MPa
Acciaio	fyk	429.44	MPa

	Sollecitazioni	
P	3317600	N

	Piastra	
Spessore	700	mm
Copriferro	50	mm
Armatura	passo	Φ
	Superiore	
Dir. X	300	16
Dir. Y	300	16
	Inferiore	
Dir. X	300	20
Dir. Y	300	20

	Pilastro	
b1	700	mm
b2	700	mm

	Superiore aggiuntivo	
Dir. X	300	24
Dir. Y	300	24
	Inferiore aggiuntivo	
Dir. X	300	8
Dir. Y	300	8

(1XØ8 Fy=429.44)
+(1XØ16 Fy=900)
= (1Ø24 Fy=429.44)

Altezza utile piastra

d 634 mm

Rapporto geometrico di armatura

Ax	515.221	mm ²		
Ay	515.221	mm ²		
px	0.00535	<	0.02	OK
py	0.00535	<	0.02	OK

Ax	502.655	mm ²
Ay	502.655	mm ²

Perimetro del pilastro

u0	2800	mm
u1	10767	mm

Tensione di punzonamento di progetto

ved,0	1.87	MPa	0.73
-------	------	-----	------

Massimo valore della resistenza a taglio - punzonamento

v,rd	6.22	MPa	VERIFICATO
------	------	-----	------------

Verifica lungo il perimetro di base posto a distanza 2d

ved,1	0.49	MPa
-------	------	-----

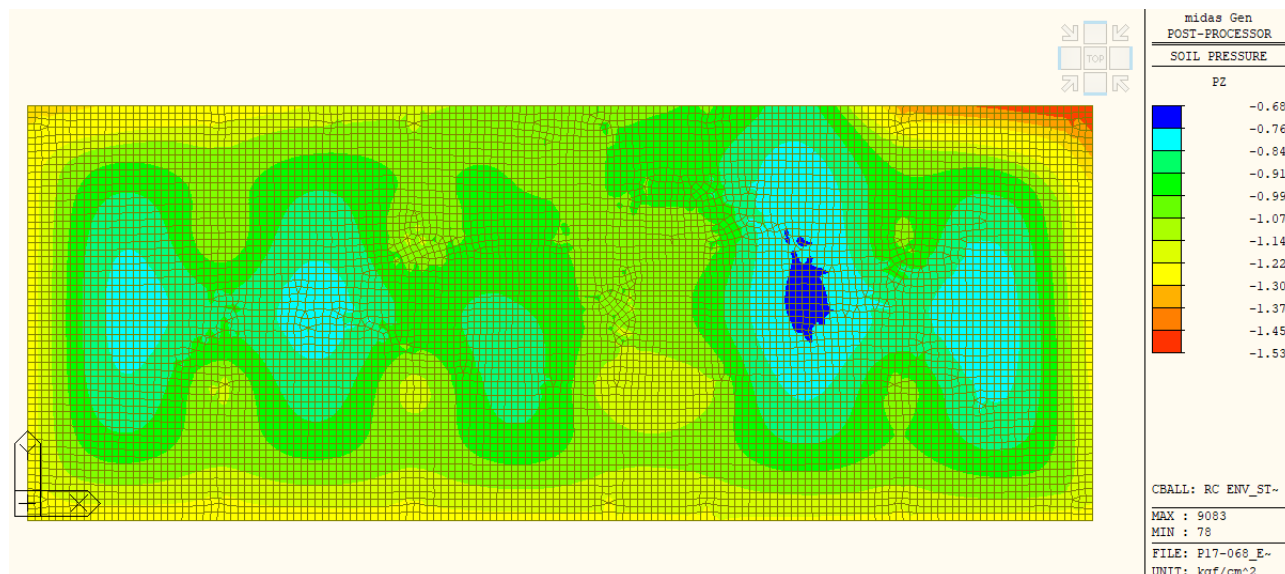
Resistenza punzonamento senza armatura a taglio - punzonamento

C,rd,c	0.12			
k	1.56166	1.5617		
pl	0.00535	<	0.02	OK
v,rd,c	0.51	MPa	OK	
v,min	0.41	MPa		

Verifica a punzonamento

v,ed	0.486	<	v,rd,c	0.506
	MPa			MPa

VERIFICATO 104%

**Pressione sul terreno:**

La pressione **massima** sul terreno vale **1,53 kg/cmq**

La pressione **media** sul terreno vale circa **1,20 kg/cmq**

Verifica del carico limite del terreno mediante la relazione di Brinch-Hansen, APPROCCIO 2:

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

PARAMETRI MEDI e CARATTERISTICISCPTU 1

Nr.	Prof.	Tipo	Rp	Fs	Cu	Cuk	Mo	Puv	PuvS	Dr	Fi/φ°	Fi/φ°k
1	0.00 – 5.00	C	11.70	0.57	0.82	0.62	58.5	1.88	1.96	--	--	
2	5.00 – 15.00	C	11.70	0.57	0.72	0.55	58.8	1.87	1.95			
3	15.00 – 28.50	C	25.57	0.62	1.35	1.00	63.92	2	2.08	25	28.7	27
4	28.50 - 30.30	I	76.74	1.22			130.46	1.9	2.2	44.19	32.62	30

CPTU 2

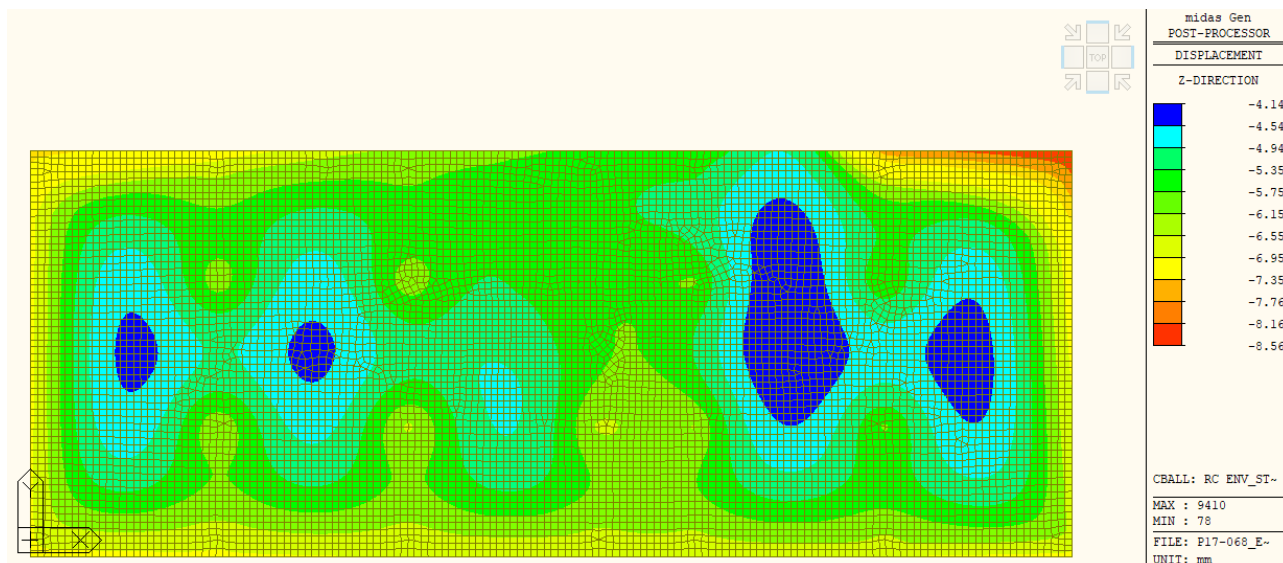
Nr.	Prof.	Tipo	Rp	Fs	Cu	Cuk	Mo	Puv	PuvS	Dr	Fi/φ°	Fi/φ°k
1	0.00 – 4.00	C	12.31	0.73	0.86	0.67	61.55	1.89	1.97	--		
2	4.00 – 15.00	C	7.77	0.30	0.46	0.30	38.85	1.79	1.87			
3	15.00 – 30.00	C	22.10	0.87	1.17	0.90	55.25	1.97	2.05			

CPTU 3

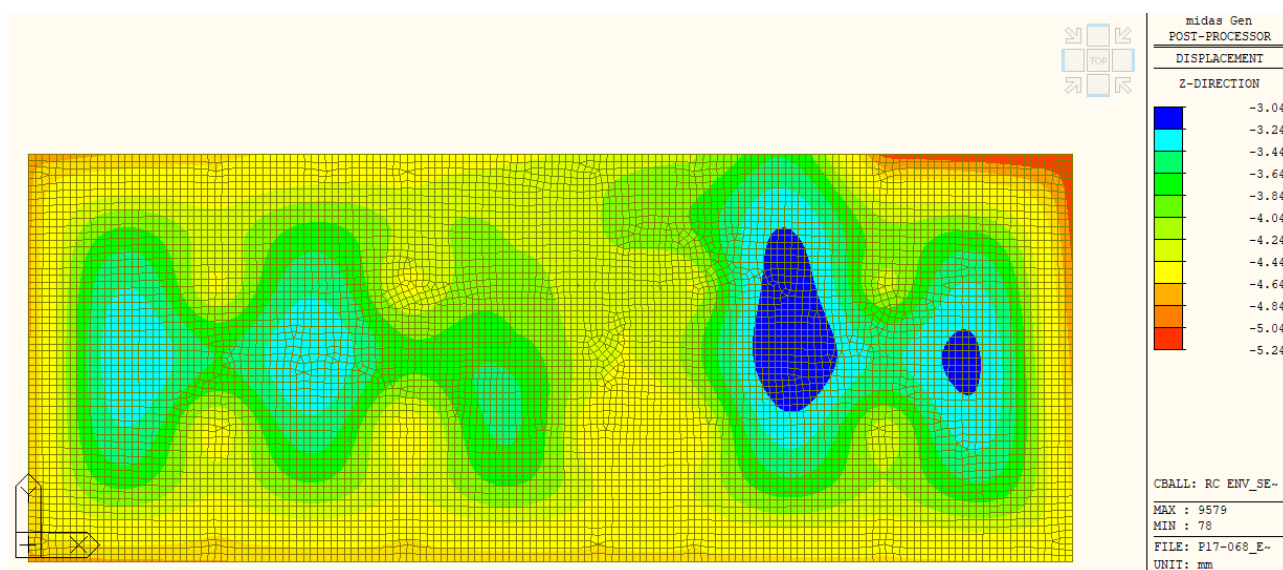
Nr.	Prof.	Tipo	Rp	Fs	Cu	Cuk	Mo	Puv	PuvS	Dr	Fi/φ°	Fi/φ°k
1	0.00 – 0.84						Preforo					
2	0.84 – 4.00	C	11.73	0.51	0.82	0.68	58.65	1.88	1.96	25	30.8	29
3	4.00 – 14.00	C	8.71	0.30	0.53	0.38	43.55	1.82	1.9			
4	14.00 – 26.14	C	19.76	0.74	1.07	0.85	98.8	1.95	2.03			

LEGENDA Nr: Numero progressivo strato - Prof: Profondità strato (m)/Tipo: C: Coesivo, I: Incoerente, CI: Coesivo-Incoerente/ CO: Coesivo-Organico /Rp: Resistenza alla punta media dello strato (Kg/cm²) / Fs: Resistenza laterale media dello strato (Kg/cm²). /Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²) – Terzaghi/ Cuk: Coesione non drenata (Kg/cm²) – Parametro Caratteristico/ Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²) - Mitchell & Gardner (1975)/ Puv: Peso unità di volume (t/m³)/PuvS: Peso unità di volume saturo (t/m³)/ Dr: Densità relativa (%) – Lancellotta (1983)/ Fi: Angolo di resistenza al taglio (°) – Schmertmann /Fik: Angolo di resistenza al taglio (°) – Parametro Caratteristico


$$Q_{lim} / \gamma_R = 1,90 \text{ kg/cm}^2 > Pz_{max} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$$

**Cedimenti agli SLU:**

Il cedimento massimo assoluto agli SLU vale 8,56mm, quello relativo vale 4,42mm.

Cedimenti agli SLE:

Il cedimento massimo assoluto agli SLE vale 5,24mm, quello relativo vale 2,20mm.

Anche in questo caso, nonostante il risultato è ampiamente accettabile, potrebbe non essere rappresentativo in quanto, trattandosi di struttura esistente, il terreno ha già subito dei cedimenti stabilizzanti provocati dalle pressioni del peso proprio della struttura agente in maniera prolungata, per cui ci si aspetta dei cedimenti ancora inferiori a quelli riportati.