

STUDIO ASSOCIATO CERIOLI

ANTONIO CERIOLI ingegnere – ANNA GRAZIA CERIOLI architetto

Cremona – Viale Trento Trieste, 106
Tel. 0372/27540

E-mail studio@studiotecnicocerioli.it

Comune di Pieve San Giacomo		Provincia di Cremona	tav. n.
COMUNE DI PIEVE SAN GIACOMO			r02
SCUOLA PER L'INFANZIA			
MAN.STRAORD.–INTERVENTO LOCALE DI RINFORZO STATICO			
PROGETTO DEFINITIVO–ESECUTIVO			
oggetto	RELAZIONE DI CALCOLO		prat. n.
			13/2017
committente	scala	data	file
Comune di Pieve San Giacomo	–	08/05/2017	

aggiornamento	data
aggiornamento	data
aggiornamento	data

Tutte le misure e quote devono essere verificate sul posto

PREMESSA

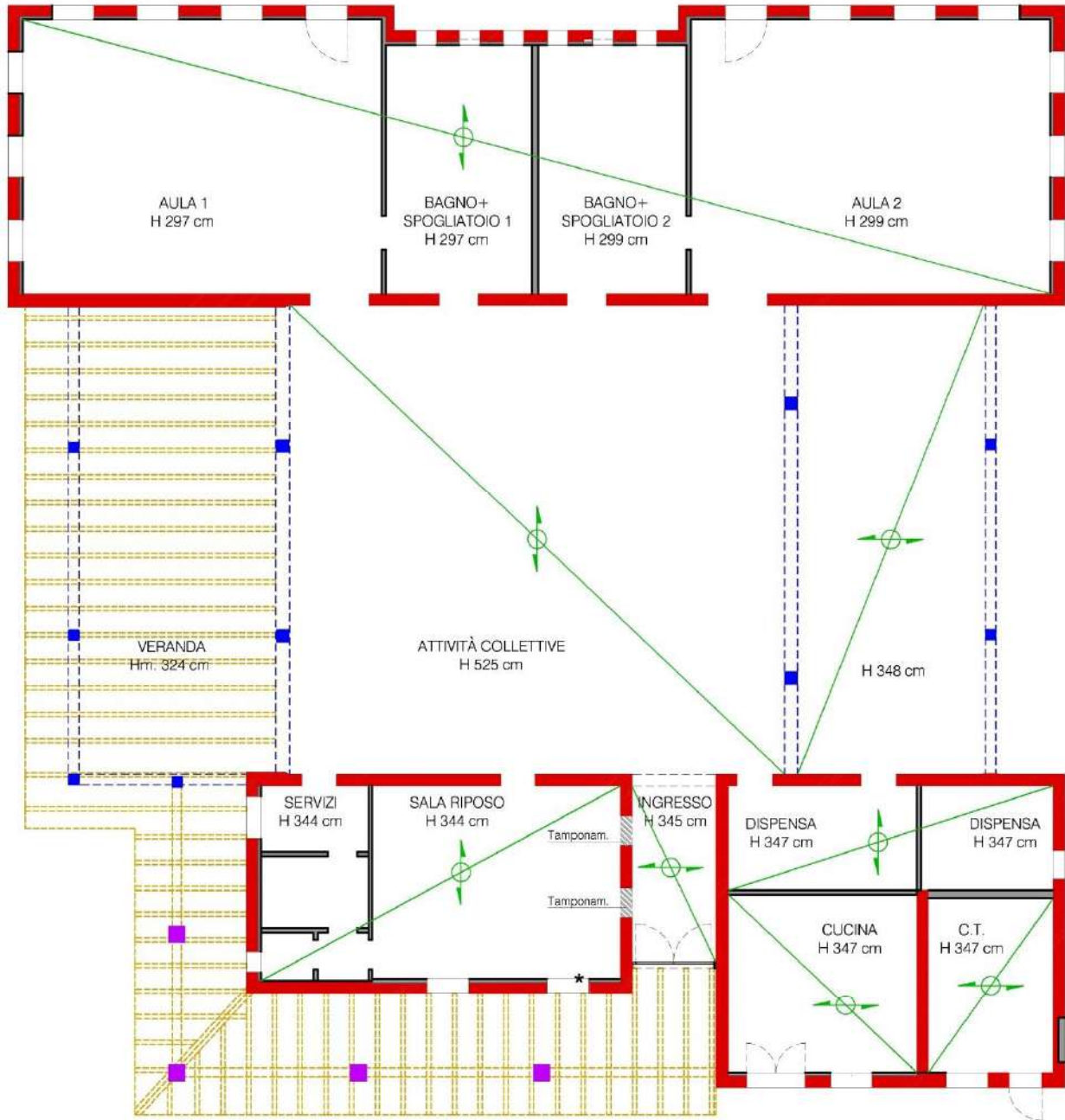
L'intervento di consolidamento statico oggetto della presente relazione di calcolo riguarda unicamente i pilastri in c.a. Questi infatti manifestano un avanzato stato di degrado a carico sia del calcestruzzo di cui sono costituiti che delle barre di armatura interne, per effetto della carbonatazione che li interessa da tempo (Cfr. le relazioni tecniche inerenti gli esiti delle indagini diagnostiche effettuate dalla ditta 4Emme a luglio e dicembre 2016 e già precedentemente consegnate presso il Comune di Pieve San Giacomo).

In particolare si è propeso per la realizzazione di una camicia in c.a. attorno ai pilastri esistenti, così da migliorare il comportamento statico di tali elementi strutturali. Nonostante l'inevitabile incremento di dimensioni prodotto dai nuovi inserimenti, la rigidità dei pilastri incamiciati risulta considerevolmente inferiore in ambo le direzioni rispetto a quella offerta dai maschi murari e pertanto l'intervento nella sua globalità non altera il comportamento sismico dell'organismo edilizio nel suo complesso. Per tali ragioni l'azione sismica è affidata alla muratura e i pilastri vengono considerati come struttura secondaria.







Inoltre, considerato l'esiguo spessore, il peso proprio delle camicie in c.a. è irrisorio e pertanto influente sui carichi gravanti in fondazione. Infine si pone in evidenza come la ripartizione dei carichi sugli elementi strutturali post intervento risulti invariata rispetto allo stato di fatto.

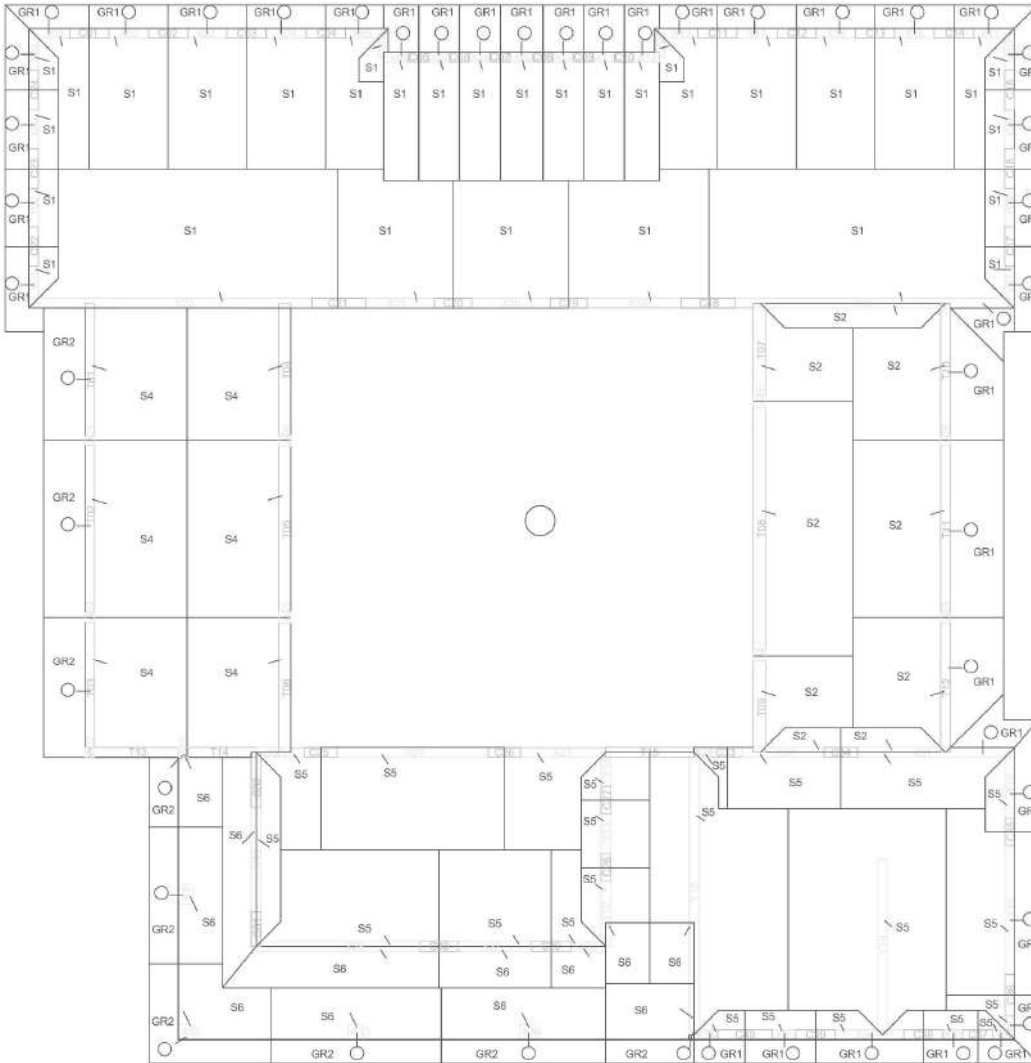
Il presente intervento di rinforzo statico dei pilastri esistenti si configura pertanto come intervento locale, ai sensi del Cap. 8.4.3 delle N.T.C. 2008.

Schema strutturale edificio esistente

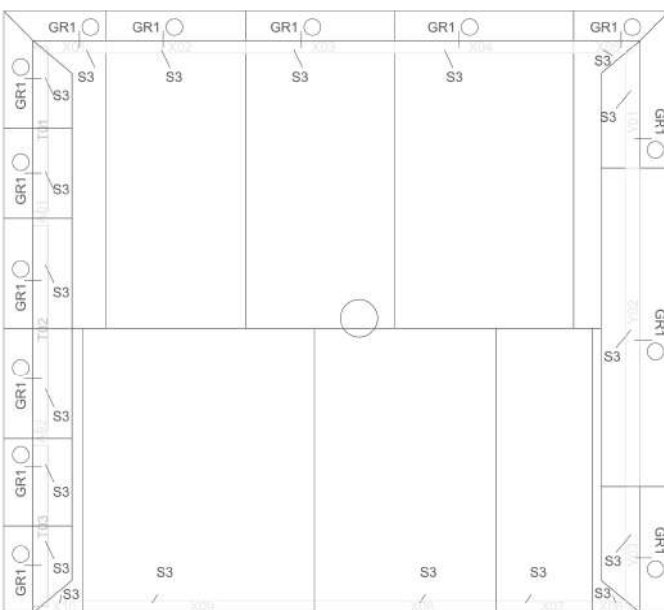


LEGENDA

	MURATURA PORTANTE
	TAVOLATI IN LATERIZIO (TRAMEZZE/CONTROPARETI)
	PILASTRI E TRAVI IN C.A.
	PILASTRI IN MURATURA
	SOLAI IN LATEROCEMENTO
	COPERTURA IN LEGNO



Piano terra



Piano primo

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14 gennaio 2008 'Nuove norme tecniche per le costruzioni'
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. LL.PP. 14/02/92
- UNI EN 206-1:2006
- UNI 11104:2004
- DGR X/5001/16

MATERIALI UTILIZZATI

I materiali utilizzati sono: per l'incamiciatura dei pilastri si utilizzerà una malta a ritiro compensato R4 secondo EN 1504-3 che per conservatività nelle successive calcolazioni sarà assimilata ad un calcestruzzo C25/30 avente caratteristiche meccaniche inferiori, acciaio per cemento armato B450C. Le caratteristiche dei materiali sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo tipo C25/30

DESCRIZIONE	FORMULA	VALORE [MPa]
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	25
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$	14,2
Modulo di elasticità tangenziale	$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$	31500
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,56
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$	1,79
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	1,19
Sforzo max in esercizio per comb. RARA	$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$	15
Sforzo max in esercizio per comb. QUASI PERMANENTE	$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$	11,25

- Acciaio tipo B450C

PROPRIETA' SECONDO N.T.C. 2008		
DESCRIZIONE	FORMULA	VALORE [MPa]
Tensione nominale allo snervamento	$f_{y,mon}$	450
Tensione nominale a rottura	$f_{t,mon}$	540
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{y,d} = \frac{f_{y,nom}}{\gamma_s}$	391
Modulo di elasticità	E_s	210000
Sforzo max in esercizio per comb. RARA	$\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$	360
Coefficiente di omogeneizzazione per carichi lunga durata [C.4.1.2.2.5]	n	15

- Dosatura materiali: fare riferimento alla scheda tecnica del prodotto utilizzato che dovrà in ogni caso rispondere alla EN 1504-3 classe R4.

DURABILITAq

La vita nominale dell'edificio oggetto di calcolo è di 50 anni, le classi di esposizione a cui sono sottoposte le strutture in c.a. sono riconducibili alla classe XC2 (Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo). Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua). UNI 11104/2004 "Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1:2006").

Di seguito si riportano le specifiche sottoclassi per i vari elementi strutturali:

Tipologia strutturale	Classe di esposizione
Pilastri	XC2

Pertanto le condizioni ambientali di appartenenza secondo quanto prescritto dalla tabella 4.1.III è per le fondazioni, travi e solai sono ordinarie. Per quanto riguarda le armature, essendo queste di acciaio ordinario, risultano poco sensibili alla corrosione.

Il copriferro nominale viene calcolato mediante la relazione $c_{min} = \max\{c_{min,b}, c_{min,dur}, 10mm\}$ per le varie tipologie strutturali si ha:

Tipologia strutturale	Ø usato	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	c_{nom}
Pilastri	8/12	12	25	25+5=30

La costruzione è di tipo 2, Casse d'uso III

- Murature portanti esistenti

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1,35
LC2	Rilievo muratura, volte, solai, scale.		Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1,20
LC3	Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaurive	- caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 - caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a). - caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a).	Tutti	1,00

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_v = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_v	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	250 350	19
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei quadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (se, dopo l'UNI, foratura < 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	400	13,0	3600	1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Rapporto di prova nr. 1677 del 09-09-2016 per caratterizzazione malta (campione 1: muro lato est e campione 2: muro lato nord) → malta tipo M2,5

Rapporto di prova nr. 2539 del 09-09-2016 per determinazione resistenza a compressione (campione 1: muro lato est e campione 2: muro lato nord) → campione 1: 25,5 MPa e Campione 2: 24,6 MPa

$$E = \frac{3600 + 5400}{2} = 4500 \text{ MPa}$$

$$G = \frac{1080 + 1620}{2} = 1350 \text{ MPa}$$

PROGRAMMI UTILIZZATI

- VcaSLU (programma free - prof. Gelfi unibs)
- TraveConDwg ver 7.4 (programma free- prof. Gelfi unibs)
- Excel 2016

ANALISI DEI CARICHI (caratteristici)

Di seguito vengono elencati i carichi permanenti (G1 e G2) e variabili (Q) utilizzati per le successive analisi

- SOLAIO S1 (LATERO CEMENTO)

Q	- Neve sotto 1000m (con accumulo)		<u>1,50 KN/m²</u>
		TOT	1,50 KN/m ²

G1	- Peso proprio		<u>3,70 KN/m²</u>
		TOT	3,70 KN/m ²

G2	- Ondulina fibrocemento		0,15 KN/m ²
	- Lana di roccia		0,05 KN/m ²
	- Muricci (hmed=120cm)		0,35 KN/m ²
	- Tavelloni copertura		0,40 KN/m ²
	- Intonaco		<u>0,20 KN/m²</u>
		TOT	1,15 KN/m ²

G1	- Gronada c.a.		2,00 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento		<u>0,15 KN/m²</u>
		TOT	2,15 KN/m ²

- SOLAIO S2 (LATERO CEMENTO)

Q	- Neve sotto 1000m (no accumulo)		<u>1,20 KN/m²</u>
		TOT	1,20 KN/m ²

G1	- Peso proprio		2,90 KN/m ²
		TOT	2,90 KN/m ²

G2	- Ondulina fibrocemento		0,15 KN/m ²
	- Lana di roccia		0,05 KN/m ²
	- Muricci (hmed=100cm)		0,30 KN/m ²
	- Tavelloni copertura		0,40 KN/m ²
	- Intonaco		<u>0,20 KN/m²</u>
		TOT	1,10 KN/m ²

G1	- Gronada c.a.		2,00 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento		<u>0,15 KN/m²</u>
		TOT	2,15 KN/m ²

- SOLAIO S3 (TIPO STIMIP)

Q	- Neve sotto 1000m (no accumulo)		<u>1,20 KN/m²</u>
		TOT	1,20 KN/m ²

G1	- Peso proprio (stimato)		<u>2,90 KN/m²</u>
		TOT	2,90 KN/m ²

G2	- Ondulina fibrocemento	0,15 KN/m ²
	- Lana di roccia	0,05 KN/m ²
	- Muricci (hmed=100cm)	0,30 KN/m ²
	- Tavelloni copertura	0,40 KN/m ²
	- Intonaco	<u>0,20 KN/m²</u>
	TOT	1,10 KN/m ²
G1	- Gronada c.a.	2,00 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento	<u>0,15 KN/m²</u>
	TOT	2,15 KN/m ²
- SOLAIO S4 (LEGNO)		
Q	- Neve sotto 1000m (con accumulo)	<u>2,40 KN/m²</u>
	TOT	2,40 KN/m ²
G1	- Peso proprio	<u>0,13 KN/m²</u>
	TOT	0,13 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento	<u>0,15 KN/m²</u>
	TOT	0,15 KN/m ²
G1	- Gronada legno	0,13 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento	<u>0,15 KN/m²</u>
	TOT	0,28 KN/m ²
- SOLAIO S5 (LATERO CEMENTO)		
Q	- Neve sotto 1000m (no accumulo)	<u>1,20 KN/m²</u>
	TOT	1,20 KN/m ²
G1	- Peso proprio	<u>2,90 KN/m²</u>
	TOT	2,90 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento	0,15 KN/m ²
	- Lana di roccia	0,05 KN/m ²
	- Muricci (hmed=170cm)	0,50 KN/m ²
	- Tavelloni copertura	0,40 KN/m ²
	- Intonaco	<u>0,20 KN/m²</u>
	TOT	1,30 KN/m ²
G1	- Gronada c.a.	2,00 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento	<u>0,15 KN/m²</u>
	TOT	2,15 KN/m ²
- SOLAIO S6 (LEGNO)		
Q	- Neve sotto 1000m (con accumulo)	<u>2,75 KN/m²</u>
	TOT	2,75 KN/m ²

G1	- Peso proprio		<u>0,13 KN/m²</u>
		TOT	0,13 KN/m ²

G2	- Ondulina fibrocemento		<u>0,15 KN/m²</u>
		TOT	0,15 KN/m ²

G1	- Gronada legno		0,13 KN/m ²
G2	- Ondulina fibrocemento		<u>0,15 KN/m²</u>
		TOT	0,28 KN/m ²

Peso calcestruzzo

25,00KN/m³

Peso muratura

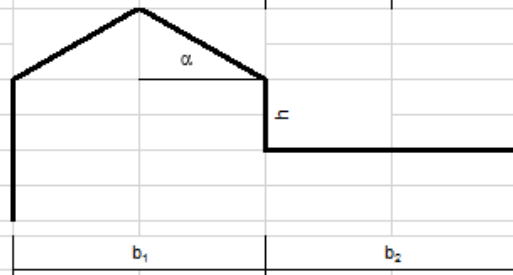
12,85KN/m³

Calcolo dell'accumulo della neve per i vari solai

- SOLAIO S1 (dislivello medio 1,70m)

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	16,6	(Caso i)	1,200 kN/mq	μ_1	1,200 kN/mq
b_2 [m]	6,9				
h [m]	1,7				
α [°]	15				
l_s [m]	5	(Caso ii)	3,400 kN/mq	μ_w	μ_1 1,200 kN/mq
μ_1	0,8				
$\mu_2 - \mu_s + \mu_w$					
μ_s	0				
$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$					
$(b_1 + b_2)/2h$	6,912				
$\gamma h/q_{sk}$	2,267				
μ_w	2,267	$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$			
μ_2	2,267				



$l_s \geq b_2$		$l_s < b_2$	
$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$		$T_1 = l_s(q_1 - q_2)(b_2 - l_s/3)/(2b_2) + q_2 b_2/2$	
$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$		$T_2 = l_s(q_1 - q_2)/2 + q_2 b_2 - T_1$	
q_1	(kN/mq) ---	q_1	(kN/mq) 3,400
q_2	(kN/mq) ---	q_2	(kN/mq) 1,200
b_2	(m) ---	b_2	(m) 6,9
		l_s	(m) 5
T_1	(kN/m) ---	T_1	(kN/m) 8,311
T_2	(kN/m) ---	T_2	(kN/m) 5,469

$$Q_{med,acc} = \frac{\left(\frac{3,40 + 1,20}{2}\right) \cdot 5 + (1,20 \cdot 1,90)}{(5 + 1,90)} = 2,00 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1,50 \text{ KN/m}^2 \text{ (media pesata distribuita su tutto S1)}$$

- SOLAIO S4 (dislivello medio 1,70m)

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)			
b_1 [m]	12,45	(Caso i)	1,200 kN/mq
b_2 [m]	4,65		
h [m]	1,7		
α [°]	15		
l_s [m]	5	(Caso ii)	3,400 kN/mq
μ_1	0,8		
$\mu_2 - \mu_s + \mu_w$			
μ_s	0		
$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$			
$(b_1 + b_2) / 2h$	5,029		
$\gamma h / q_{sk}$	2,267		
μ_w	2,267	$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$	
μ_2	2,267		

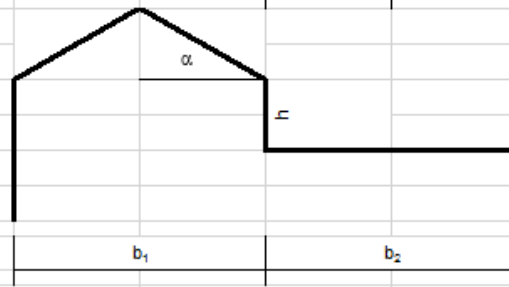
Schemi di calcolo di riferimento

$l_s \geq b_2$		$l_s < b_2$	
$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$	$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$	$T_1 = l_s(q_1 - q_2)(b_2 - l_s/3)/(2b_2) + q_2 b_2/2$	$T_2 = l_s(q_1 - q_2)/2 + q_2 b_2 - T_1$
q_1 (kN/mq)	3,400	q_1 (kN/mq)	---
q_2 (kN/mq)	1,354	q_2 (kN/mq)	---
b_2 (m)	4,65	b_2 (m)	---
		l_s (m)	---
T_1 (kN/m)	6,319	T_1 (kN/m)	---
T_2 (kN/m)	4,734	T_2 (kN/m)	---

$$Q_{med,acc} = \left(\frac{3,40 + 1,35}{2} \right) = 2,40 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow (\text{distribuito su tutto S4})$$

- SOLAIO S6 (dislivello medio 1,70m)

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)				
b_1 [m]	16,6	(Caso i)	1,200 kN/mq	μ_1 1,200 kN/mq
b_2 [m]	2,95			μ_2 2,102 kN/mq
h [m]	1,7			μ_w
α [°]	15			μ_1
l_s [m]	5	(Caso ii)	3,400 kN/mq	μ_1 2,102 kN/mq
μ_1	0,8			l_s
$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$				
μ_s	0			
$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$				
$(b_1 + b_2) / 2h$	5,750			
$\gamma h / q_{sk}$	2,267			
μ_w	2,267	$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$		
μ_2	2,267			



Schemi di calcolo di riferimento

$l_s \geq b_2$			$l_s < b_2$		
q_1		q_2	q_1		q_2
b_2			l_s	$b_2 - l_s$	b_2
T_1		T_2	T_1		T_2
$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$			$T_1 = l_s(q_1 - q_2)(b_2 - l_s/3)/(2b_2) + q_2 b_2/2$		
$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$			$T_2 = l_s(q_1 - q_2)/2 + q_2 b_2 - T_1$		
q_1 (kN/mq)	3,400		q_1 (kN/mq)	---	
q_2 (kN/mq)	2,102		q_2 (kN/mq)	---	
b_2 (m)	2,95		b_2 (m)	---	
			l_s (m)	---	
T_1 (kN/m)	4,377		T_1 (kN/m)	---	
T_2 (kN/m)	3,739		T_2 (kN/m)	---	

$$Q_{med,acc} = \left(\frac{3,40 + 2,10}{2} \right) = 2,75 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow \text{(distribuito su tutto S6)}$$

– VERIFICA EDIFICIO OMOGENEO

MURATURA DIR Y									
SETTO	h [mm]	l [mm]	s [mm]	J [mm ⁴]	E [Mpa]	G [Mpa]	As [mm ²]	Ky [N/mm]	
Y01	3700	940	250	1,7304E+10	4500	1350	235000	4332,19	
Y02	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507	
Y03	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507	
Y04	3700	940	250	1,7304E+10	4500	1350	235000	4332,19	
Y05	3700	600	250	4500000000	4500	1350	150000	1168,606	
Y06	3700	600	250	4500000000	4500	1350	150000	1168,606	
Y07	3700	940	250	1,7304E+10	4500	1350	235000	4332,19	
Y08	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507	
Y09	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507	
Y10	3700	940	250	1,7304E+10	4500	1350	235000	4332,19	
Y11	3700	2700	250	4,1006E+11	4500	1350	675000	71314,3	
Y12	3700	1680	250	9,8784E+10	4500	1350	420000	21827,72	
Y13	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507	
Y14	3700	860	250	1,3251E+10	4500	1350	215000	3350,672	
Y15	3700	7200	250	7,776E+12	4500	1350	1800000	432960,4	
Y16	3700	4470	250	1,8607E+12	4500	1350	1117500	201631,6	
Y17	3700	480	250	2304000000	4500	1350	120000	603,8969	
Y18	3700	3310	250	7,5551E+11	4500	1350	827500	111847,6	
Y19	3700	1680	250	9,8784E+10	4500	1350	420000	21827,72	
totale setti=							910902,4		
PILASTRI DIR Y									
PILASTRO	h [mm]	l [mm]	s [mm]	J [mm ⁴]	E [Mpa]	Ky [N/mm]			
A01	3000	410	410	2354800833	31400	8215,638			
A02	3000	410	410	2354800833	31400	8215,638			
A03	3000	410	410	2354800833	31400	8215,638			
A04	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983			
A05	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983			
A06	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983			
A07	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983			
A08	3700	410	410	2354800833	31400	4379,252			
A09	3700	410	410	2354800833	31400	4379,252			
totale pilastri=							61161,35		
Rigidezza totale dir Y=				972063,731					
% Rigidezza pilastri dir Y=				6,29 %					
% Rigidezza setti dir Y=				93,71 %					

MURATURA DIR X								
SETTO	h [mm]	l [mm]	s [mm]	J [mm ⁴]	E [Mpa]	G [Mpa]	As [mm ²]	Ky [N/mm]
X01	3700	915	250	1,596E+10	4500	1350	228750	4008,403
X02	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507
X03	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507
X04	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507
X05	3700	975	250	1,931E+10	4500	1350	243750	4812,215
X06	3700	645	250	5590335938	4500	1350	161250	1445,99
X07	3700	540	250	3280500000	4500	1350	135000	856,0817
X08	3700	540	250	3280500000	4500	1350	135000	856,0817
X09	3700	590	250	4278729167	4500	1350	147500	1112,086
X10	3700	540	250	3280500000	4500	1350	135000	856,0817
X11	3700	540	250	3280500000	4500	1350	135000	856,0817
X12	3700	645	250	5590335938	4500	1350	161250	1445,99
X13	3700	975	250	1,931E+10	4500	1350	243750	4812,215
X14	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507
X15	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507
X16	3700	1000	250	2,0833E+10	4500	1350	250000	5174,507
X17	3700	915	250	1,596E+10	4500	1350	228750	4008,403
X18	3700	7000	250	7,1458E+12	4500	1350	1750000	415897,8

X19	3700	2400	250	2,88E+11	4500	1350	600000	54026,26
X20	3700	2010	251	1,6986E+11	4500	1350	504510	34954,37
X21	3700	1760	252	1,1449E+11	4500	1350	443520	24882,88
X22	3700	1105	253	2,8446E+10	4500	1350	279565	6960,664
X23	3700	1235	254	3,9871E+10	4500	1350	313690	9561,081
X24	3700	3850	255	1,2127E+12	4500	1350	981750	155180,8
X25	3700	2175	256	2,195E+11	4500	1350	556800	43477,46
X26	3700	895	257	1,5354E+10	4500	1350	230015	3865,929
X27	3700	1860	258	1,3835E+11	4500	1350	479880	29434,41
X28	3700	4165	259	1,5594E+12	4500	1350	1078735	183321,2
X29	3700	425	260	1663255208	4500	1350	110500	437,517
X30	3700	2100	261	2,0143E+11	4500	1350	548100	40604,17
X31	3700	3885	262	1,2802E+12	4500	1350	1017870	162287,7
X32	3700	550	263	3646385417	4500	1350	144650	950,8222
X33	3700	500	264	2750000000	4500	1350	132000	719,7836
X34	3700	1750	265	1,1835E+11	4500	1350	463750	25776,93
X35	3700	600	266	4788000000	4500	1350	159600	1243,397
X36	3700	605	267	4927154031	4500	1350	161535	1278,986

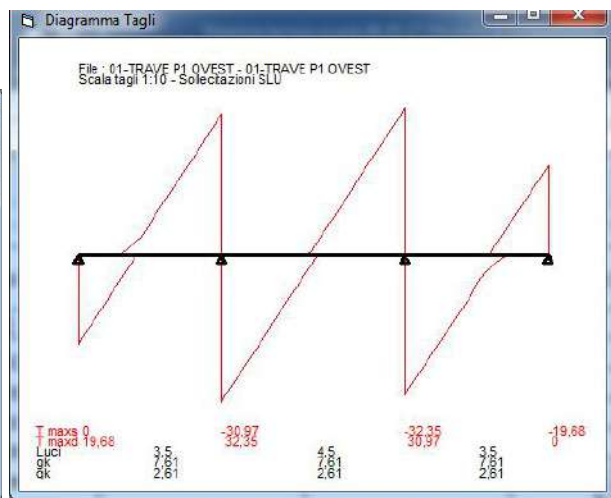
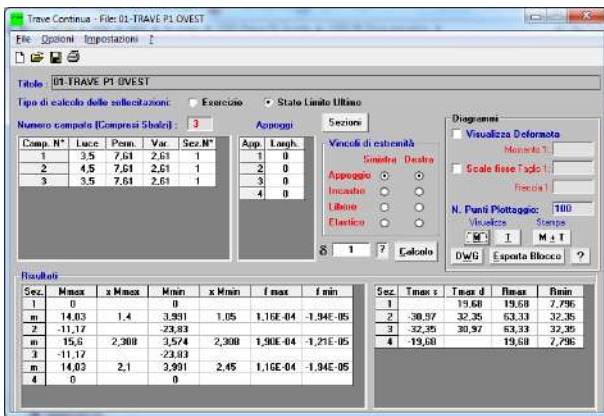
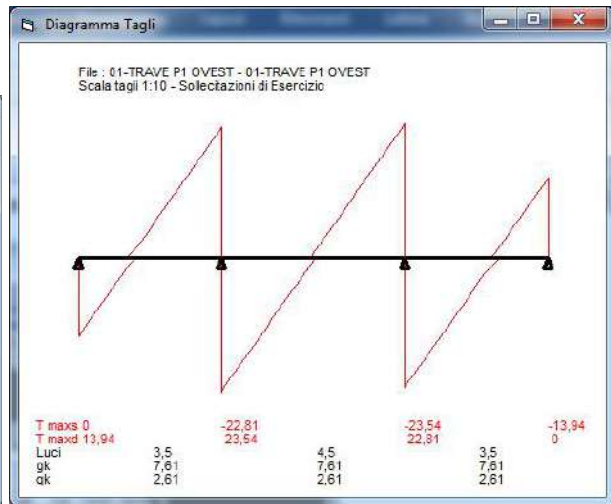
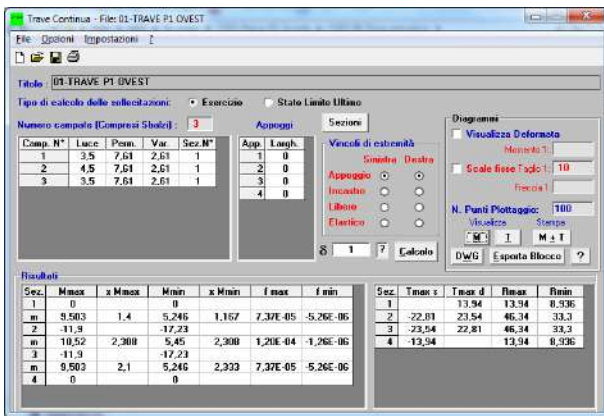
PILASTRI DIR Y						
PILASTRO	h [mm]	l [mm]	s [mm]	J [mm ⁴]	E [Mpa]	Ky [N/mm]
A01	3000	410	410	2354800833	31400	8215,638
A02	3000	410	410	2354800833	31400	8215,638
A03	3000	410	410	2354800833	31400	8215,638
A04	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983
A05	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983
A06	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983
A07	3700	460	460	3731213333	31400	6938,983
A08	3700	410	410	2354800833	31400	4379,252
A09	3700	410	410	2354800833	31400	4379,252
totale pilastri=						61161,35
Rigidezza totale dir Y=				1312140,23		
% Rigidezza pilastri dir Y=				4,66 %		
% Rigidezza setti dir Y=				95,34 %		

Pertanto l'azione sismica è affidata alla muratura e i pilastri vengono considerati come struttura secondaria.

VERIFICA SLU RINFORZO PILASTRI

- Pilastri centrali lato ovest (tipo A)

PIANO PRIMO				
Tipologia Carico	Carico [KN/m ²]	L _{inf} [m]	Carico [KN/m]	Carico [KN]
Q	1,20	1,40	1,68	
G ₁ sol S3	2,90	0,75	2,18	
G ₁ gronda	2,00	0,65	1,30	
G ₂ sol S3	1,10	0,75	0,83	
G ₂ gronda	0,15	0,65	0,10	
G ₁ trave			4,13	
G ₁ pil, esistente				3,83

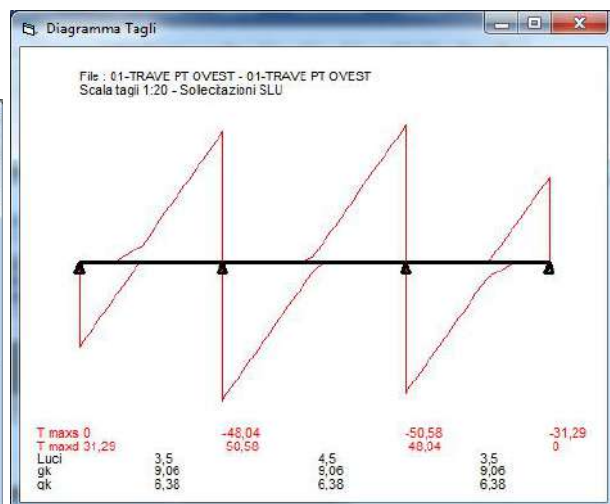
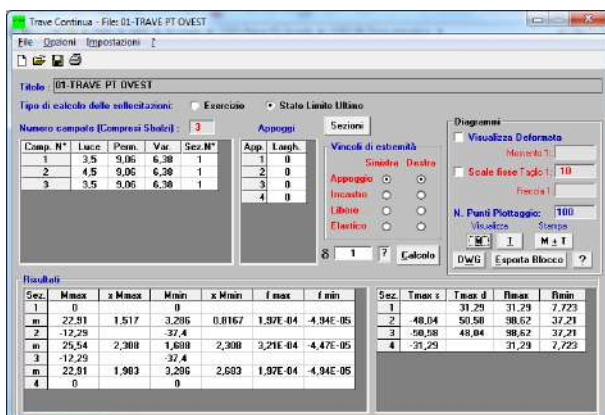
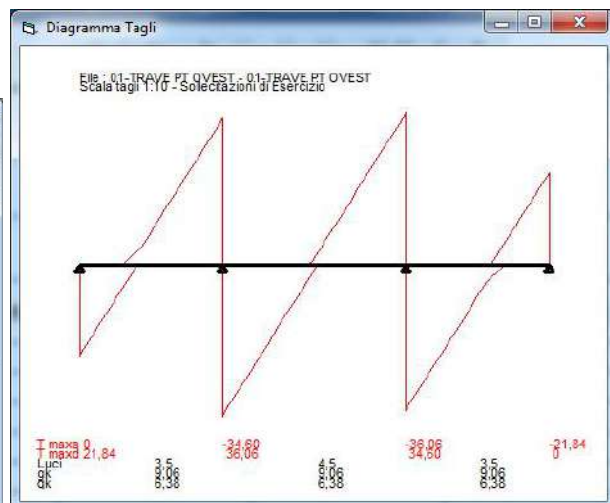
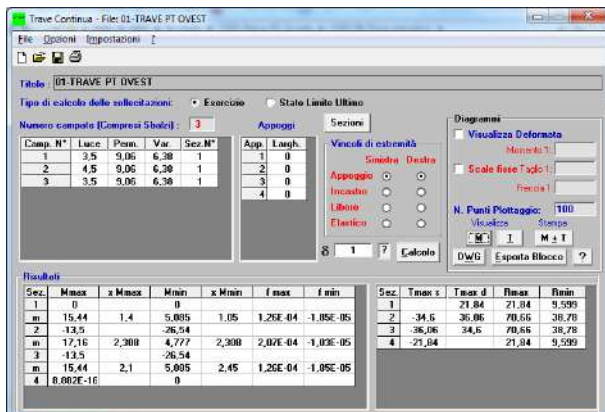


Scarichi sul pilastro alla base → SLE=22,81+23,54+3,83=50,18KN

→ SLU=30,97+32,35+4,97=68,30KN

PIANO TERRA

Tipologia Carico	Carico [KN/m ²]	L _{inf} [m]	Carico [KN/m]	Carico [KN]
Q	1,20	2,50	6,00	
G ₁ sol S4	0,13	2,50	0,33	
G ₂ sol S4	0,15	2,50	0,38	
G ₁ trave			4,13	
G ₁ muro			4,60	
G ₁ pil, esistente				8,33
G ₁ pil, camicia				11,25



Scarichi sul pilastro alla base → SLE=34,60+36,06+8,33+11,25+50,18=140,42KN
 → SLU=48,04+50,58+10,83+14,63+68,30=192,38KN

Verifica di resistenza

- Verifica alla base della camicia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 01_PILASTRI CENTRALI CAVI

Titolo: 01_PILASTRI CENTRALI CAVI

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4	4
2	46	0	2	1,13	17	4
3	46	46	3	1,13	29	4
4	0	46	4	1,13	42	4
5	0	0	5	1,13	42	17
6	8	8	6	1,13	42	29

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 192,38 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{Ed}: 0 kNm

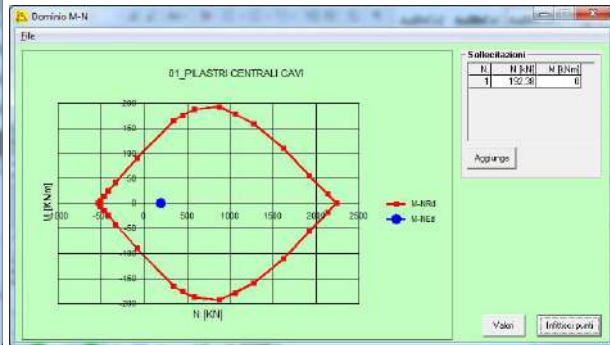
P.to applicazione N: Centro Bioricentro cls
Coord. [cm]: xN|0 yN|0

Materiali: B450C C25/30

σ_{yk}: 67,5 % σ_{yk2}: 2 %
f_{yk}: 391,3 N/mm² f_{yk2}: 3,5 %
E_s: 200.000 N/mm² f_{oc}/f_{cd}: 14,17
E_s/E_c: 15 f_{oc}/f_{cd}: 0,8
E_{syd}: 1.957 % σ_{o,adm}: 9,75
σ_{o,adm}: 255 N/mm² τ_{os}: 0,6
τ_{c1}: 1,829

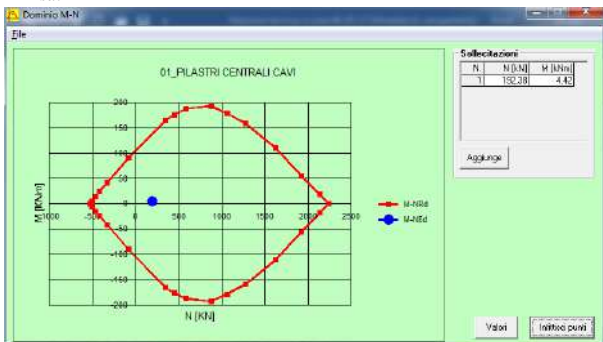
M xRd: 140,8 kNm
σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_s: 3,5 ‰
ε_s: 16,01 ‰
d: 42 cm
x: 7,533 x/d: 0,1793
δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o: 0 cm Col. modello
Precompresso



Azione assiale +5% dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,46 \cdot 0,05) \cdot 192,38 = 4,42 \text{ kNm}$$



- Verifica alla sommità della camicia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 01_PILASTRI CENTRALI CAVI

Titolo: 01_PILASTRI CENTRALI CAVI

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4	4
2	46	0	2	1,13	17	4
3	46	46	3	1,13	29	4
4	0	46	4	1,13	42	4
5	0	0	5	1,13	42	17
6	8	8	6	1,13	42	29

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 68,30 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{Ed}: 0 kNm

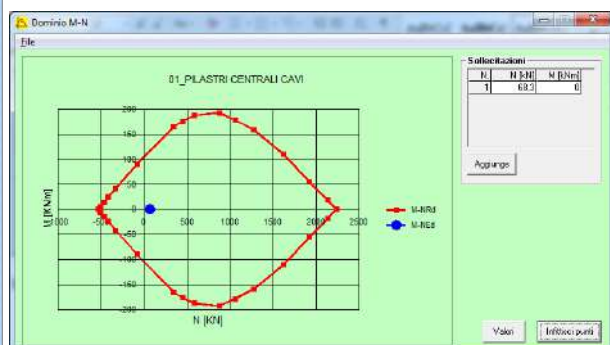
P.to applicazione N: Centro Bioricentro cls
Coord. [cm]: xN|0 yN|0

Materiali: B450C C25/30

σ_{yk}: 67,5 % σ_{yk2}: 2 %
f_{yk}: 391,3 N/mm² f_{yk2}: 3,5 %
E_s: 200.000 N/mm² f_{oc}/f_{cd}: 14,17
E_s/E_c: 15 f_{oc}/f_{cd}: 0,8
E_{syd}: 1.957 % σ_{o,adm}: 9,75
σ_{o,adm}: 255 N/mm² τ_{os}: 0,6
τ_{c1}: 1,829

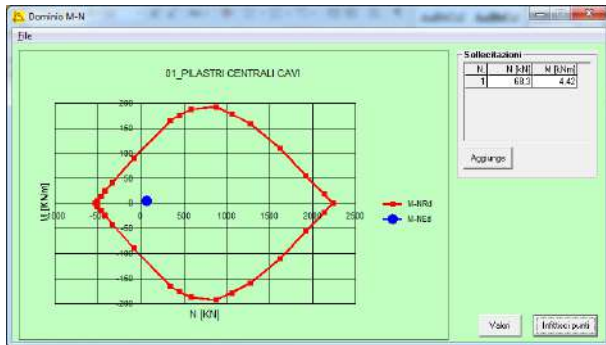
M xRd: 118,5 kNm
σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_s: 3,5 ‰
ε_s: 21,02 ‰
d: 42 cm
x: 5,396 x/d: 0,1428
δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o: 0 cm Col. modello
Precompresso



Azione assiale +5% dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,46 \cdot 0,05) \cdot 192,38 = 4,42 \text{ KNm}$$



- Verifica instabilità

$$A_{pil} = (0,46^2 - 0,30^2) = 0,1216 \text{ m}^2$$

$$\nu = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{192,38}{0,1216 \cdot 14200} = 0,1114$$

$$J = \frac{H^4 - h^4}{12} = \frac{0,46^4 - 0,30^4}{12} = 3,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

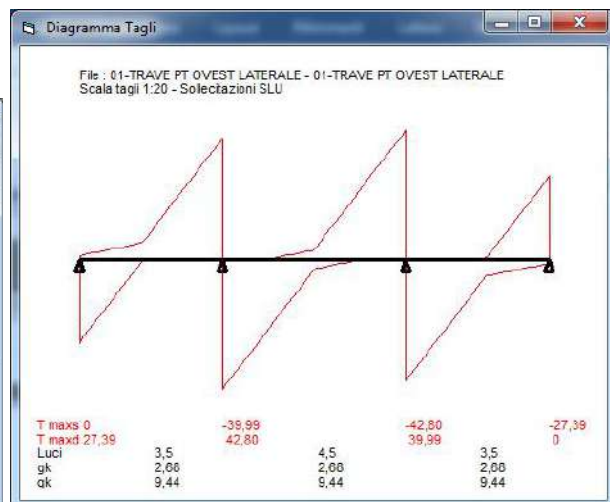
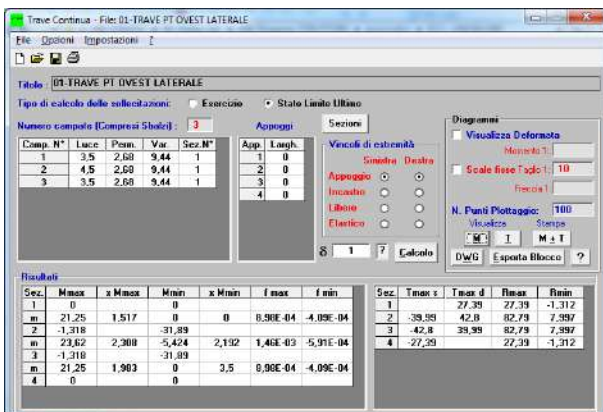
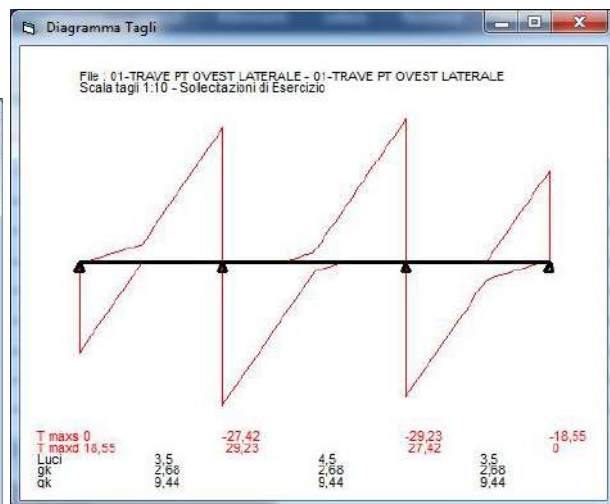
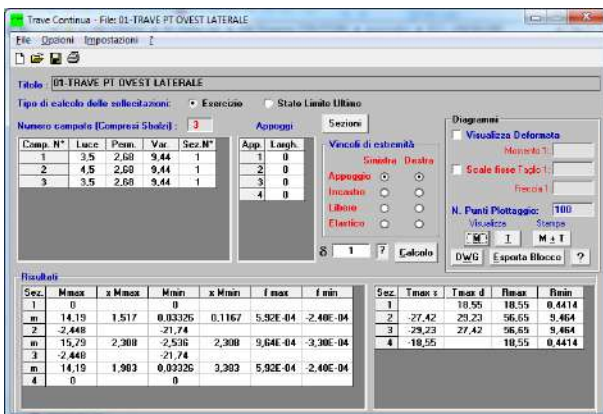
$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = \sqrt{\frac{3,05 \cdot 10^{-3}}{0,1216}} = 0,158 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,158} = 46,83 \text{ (a favore di sicurezza considero il pilastro come se fosse incastrato alla base)}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 \cdot 1,7}{\sqrt{0,1114}} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,158} = 78,43 > 46,83 \rightarrow \text{OK}$$

- Pilastri laterali lato ovest (tipo B)

PIANO TERRA				
Tipologia Carico	Carico [KN/m ²]	L _{inf} [m]	Carico [KN/m]	Carico [KN]
Q	2,40	3,70		
G ₁ sol S4	0,13	2,50		
G ₂ sol S4	0,15	2,50		
G ₁ gronda	0,13	1,20		
G ₂ gronda	0,15	1,20		
G ₁ trave			2,19	
G ₁ pil, esistente				5,15
G ₁ pil, camicia				8,71



Scarichi sul pilastro in sommità → SLE=27,42+29,23=56,65KN

→ SLU=39,99+42,80=82,79KN

Scarichi sul pilastro alla base → SLE=56,65+13,86=70,52KN

→ SLU=82,79+18,02=100,81KN

Verifica di resistenza

- Verifica alla base della camicia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

Titolo: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

N° Vertici: 10 N° barre: 12

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4	4
2	41	0	2	1,13	15	4
3	41	41	3	1,13	26	4
4	0	41	4	1,13	37	4
5	0	0	5	1,13	37	15
6	8	8	6	1,13	37	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 100,81 kN M_{Ed}: 185,5 kNm

M_{Ed}: 0 kNm y_{Ed}: 0

Materiali: B450C C25/30

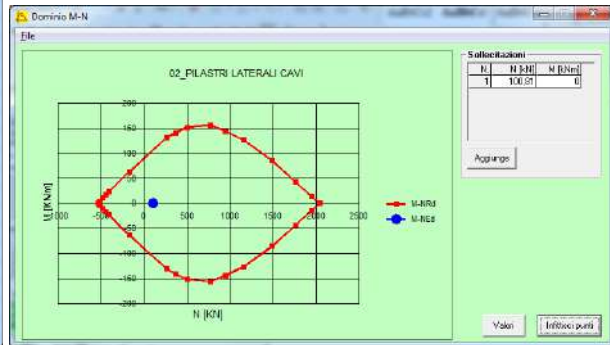
f_{yk}: 47,5 % f_{yk2}: 2 %
 f_{yd}: 391,3 N/mm² f_{cd}: 3,5
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_c/E_s: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1.957 % C_{o,adm}: 9,75
 C_{o,adm}: 255 N/mm² f_{os}: 0,6
 T_{c1}: 1,829

M_{Ed}: 107,9 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 15,39 ‰
 d: 37 cm
 x: 6,857 x/d: 0,1853
 δ: 0,7

Calcola M_{Ed} Dominio M-N

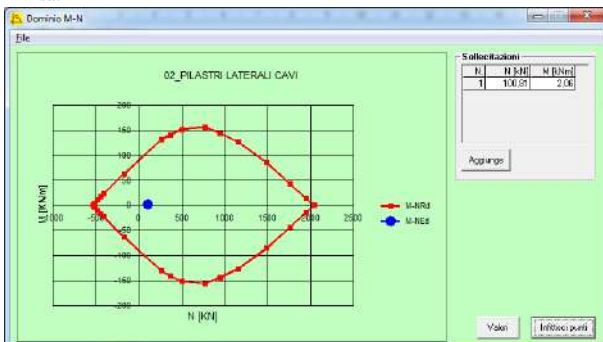
L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso



Azione assiale +5% dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,41 \cdot 0,05) \cdot 100,81 = 2,06 \text{ kNm}$$



- Verifica alla sommità della camicia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

Titolo: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

N° Vertici: 10 N° barre: 12

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4	4
2	41	0	2	1,13	15	4
3	41	41	3	1,13	26	4
4	0	41	4	1,13	37	4
5	0	0	5	1,13	37	15
6	8	8	6	1,13	37	26

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 82,79 kN M_{Ed}: 0 kNm

M_{Ed}: 0 kNm y_{Ed}: 0

Materiali: B450C C25/30

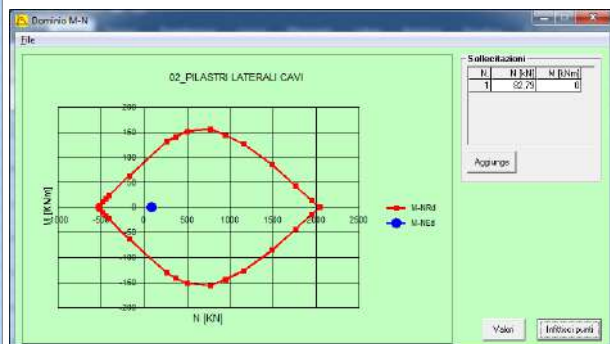
f_{yk}: 47,5 % f_{yk2}: 2 %
 f_{yd}: 391,3 N/mm² f_{cd}: 3,5
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_c/E_s: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1.957 % C_{o,adm}: 9,75
 C_{o,adm}: 255 N/mm² f_{os}: 0,6
 T_{c1}: 1,829

M_{Ed}: 105,1 kNm
 σ_c: -14,17 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 16,07 ‰
 d: 37 cm
 x: 6,617 x/d: 0,1788
 δ: 0,7

Calcola M_{Ed} Dominio M-N

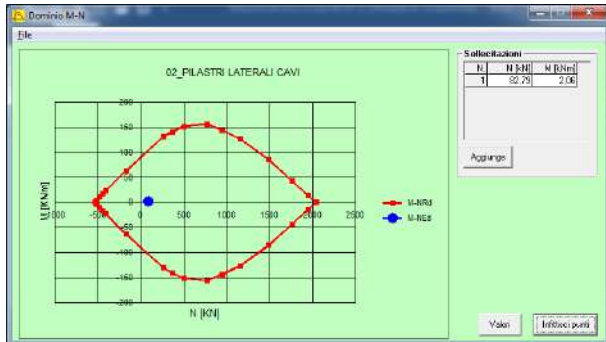
L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso



Azione assiale +5% dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,41 \cdot 0,05) \cdot 100,81 = 2,06 \text{ KNm}$$



- Verifica instabilità

$$A_{pil} = (0,41^2 - 0,25^2) = 0,1056 \text{ m}^2$$

$$\nu = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{100,81}{0,1056 \cdot 14200} = 0,0673$$

$$J = \frac{H^4 - h^4}{12} = \frac{0,41^4 - 0,25^4}{12} = 2,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

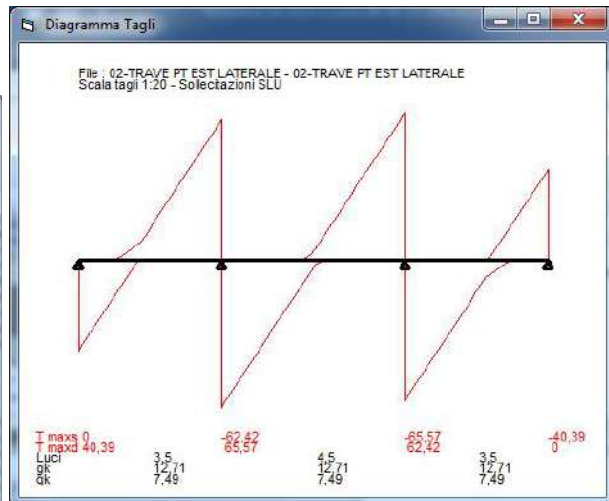
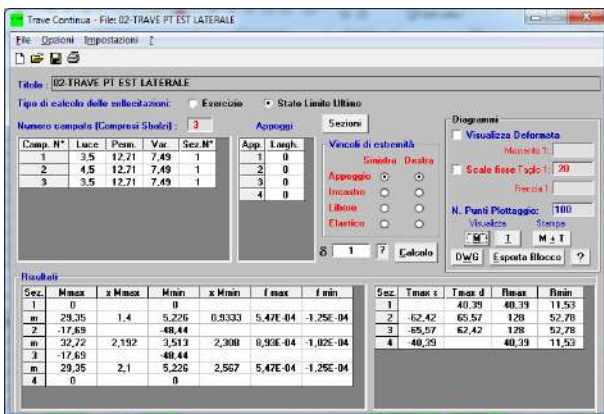
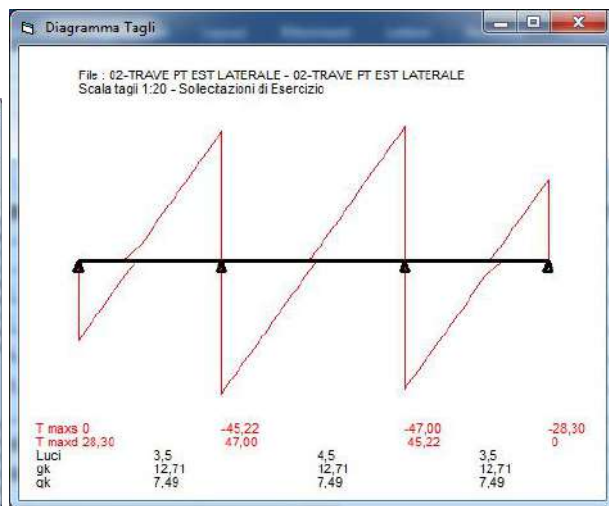
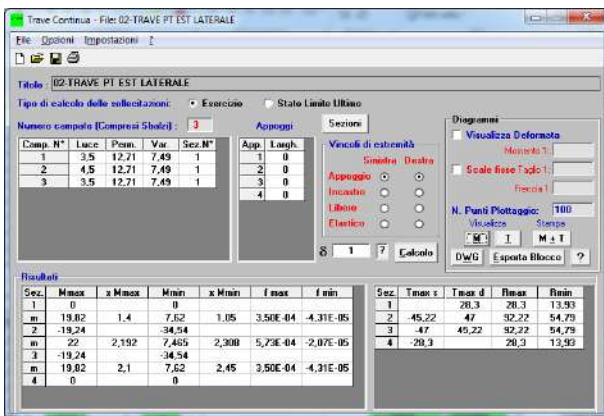
$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = \sqrt{\frac{2,03 \cdot 10^{-3}}{0,1056}} = 0,1386 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3,30 \cdot 2}{0,1386} = 47,61 \text{ (a favore di sicurezza considero il pilastro come se fosse incastrato alla base)}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 \cdot 1,7}{\sqrt{0,0673}} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,158} = 100,91 > 47,61 \rightarrow \text{OK}$$

- Pilastri laterali lato est (tipo C)

PIANO TERRA				
Tipologia Carico	Carico [KN/m ²]	L _{inf} [m]	Carico [KN/m]	Carico [KN]
Q	1,20	3,88	4,65	
G ₁ sol S2	2,90	2,38	6,89	
G ₂ sol S2	1,10	2,38	2,61	
G ₁ gronda	2,00	1,50	3,00	
G ₂ gronda	0,15	1,50	0,23	
G ₁ trave			2,82	
G ₁ pil, esistente				5,62
G ₁ pil, camicia				9,50



Scarichi sul pilastro in sommità

→ SLE=45,22+47,00=92,22KN

→ SLU=62,42+65,57=127,99KN

Scarichi sul pilastro alla base

→ SLE=92,22+15,12=107,34KN

→ SLU=127,99+19,66=147,65KN

Verifica di resistenza

- Verifica alla base della camicia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

Titolo: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4	4
2	41	0	2	1,13	15	4
3	41	41	3	1,13	26	4
4	0	41	4	1,13	37	4
5	0	0	5	1,13	37	15
6	8	8	6	1,13	37	26

Solllecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 147,65 kN
M_{Ed}: 0 kNm

Materiale: B450C C25/30

f_{yk} : 377,5 N/mm² f_{cd} : 14,17 N/mm²

f_{yk} : 391,3 N/mm² f_{cd} : 3,5 N/mm²

E_s : 200.000 N/mm² f_{oc}/f_{od} : 14,17

E_c : 31.500 N/mm² f_{oc}/f_{od} : 0,8

$E_{s,yd}$: 1.957 N/mm² $\sigma_{s,adm}$: 9,75

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{cs} : 0,6

τ_{c1} : 1,829

M_{Ed}: 115 kNm

σ_c : -14,17 N/mm²

σ_c : 3,5 N/mm²

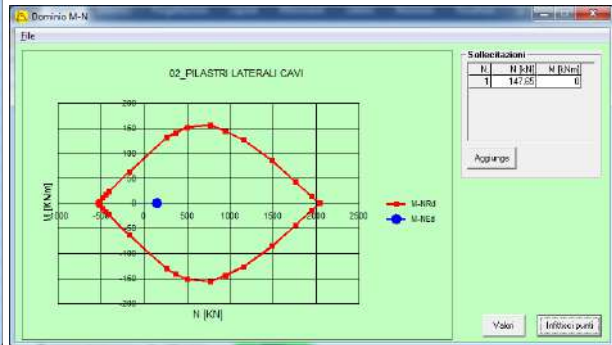
σ_s : 13,74 N/mm²

d: 37 cm

α : 7,512 α/d : 0,203

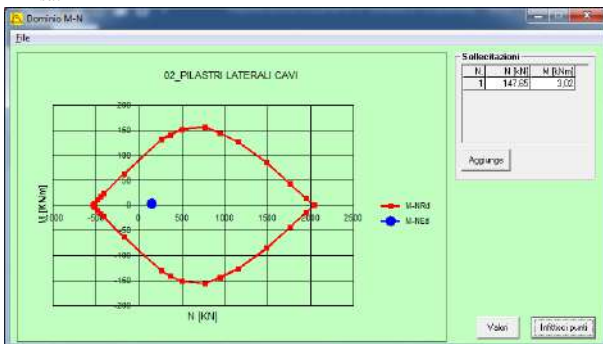
δ : 0,7

Precompresso



Azione assiale +5% dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,41 \cdot 0,05) \cdot 147,65 = 3,02 \text{ KNm}$$



- Verifica alla sommità della camicia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

Titolo: 02_PILASTRI LATERALI CAVI

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1,13	4	4
2	41	0	2	1,13	15	4
3	41	41	3	1,13	26	4
4	0	41	4	1,13	37	4
5	0	0	5	1,13	37	15
6	8	8	6	1,13	37	26

Solllecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 127,93 kN
M_{Ed}: 0 kNm

Materiale: B450C C25/30

f_{yk} : 377,5 N/mm² f_{cd} : 14,17 N/mm²

f_{yk} : 391,3 N/mm² f_{cd} : 3,5 N/mm²

E_s : 200.000 N/mm² f_{oc}/f_{od} : 14,17

E_c : 31.500 N/mm² f_{oc}/f_{od} : 0,8

$E_{s,yd}$: 1.957 N/mm² $\sigma_{s,adm}$: 9,75

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{cs} : 0,6

τ_{c1} : 1,829

M_{Ed}: 112 kNm

σ_c : -14,17 N/mm²

σ_c : 3,5 N/mm²

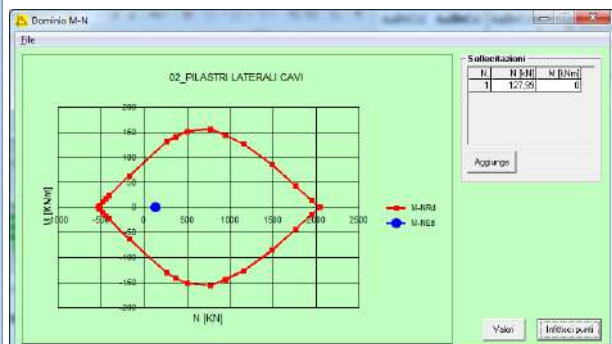
σ_s : 14,41 N/mm²

d: 37 cm

α : 7,232 α/d : 0,1955

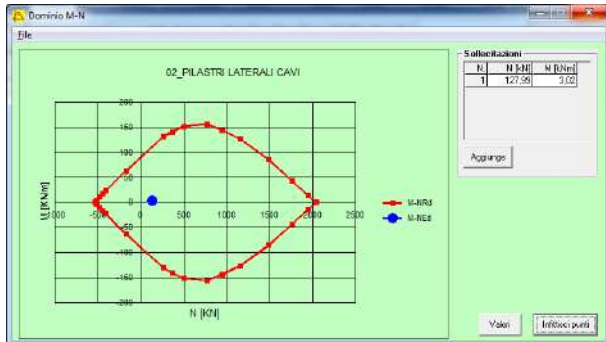
δ : 0,7

Precompresso



Azione assiale +5% dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,41 \cdot 0,05) \cdot 147,65 = 3,02 \text{ KNm}$$



- Verifica instabilità

$$A_{pil} = (0,41^2 - 0,25^2) = 0,1056 \text{ m}^2$$

$$\nu = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{147,65}{0,1056 \cdot 14200} = 0,0984$$

$$J = \frac{H^4 - h^4}{12} = \frac{0,41^4 - 0,25^4}{12} = 2,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = \sqrt{\frac{2,03 \cdot 10^{-3}}{0,1056}} = 0,1386 \text{ m}$$

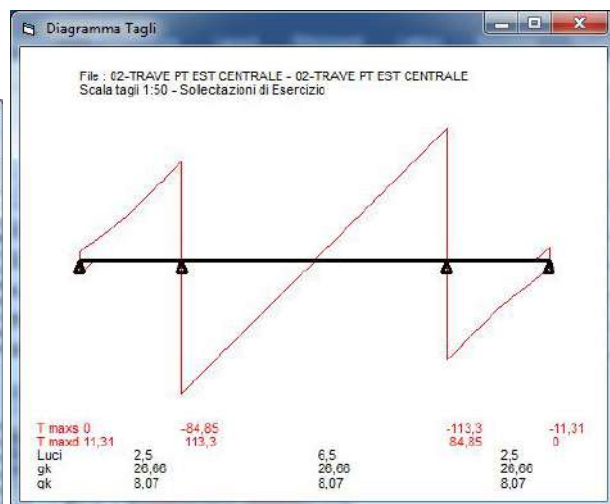
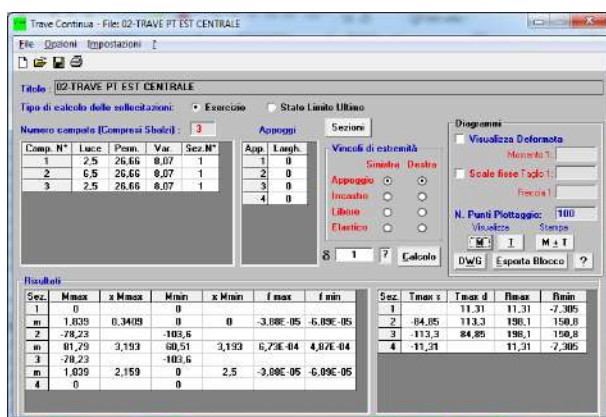
$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,1386} = 53,39 \text{ (a favore di sicurezza considero il pilastro come se fosse incastrato alla base)}$$

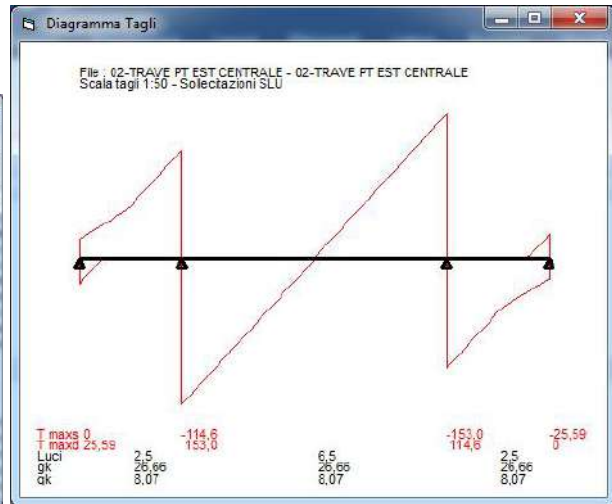
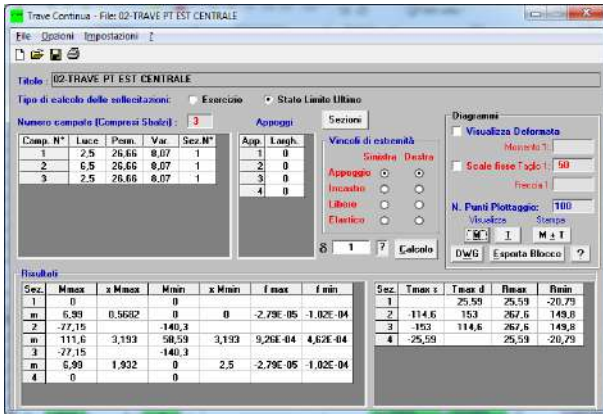
$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 \cdot 1,7}{\sqrt{0,0984}} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,158} = 83,45 > 53,39 \rightarrow \text{OK}$$

- Pilastrini centrale lato est (tipo A)

PIANO PRIMO				
Tipologia Carico	Carico [KN/m ²]	L _{inf} [m]	Carico [KN/m]	Carico [KN]
Q	1,20	1,40	1,68	
G ₁ sol S3	2,90	0,75	2,18	
G ₂ sol S3	1,10	0,75	0,83	
G ₁ gronda	2,00	0,65	1,30	
G ₂ gronda	0,15	0,65	0,10	
G ₁ muro				6,55

PIANO TERRA				
Tipologia Carico	Carico [KN/m ²]	L _{inf} [m]	Carico [KN/m]	Carico [KN]
Q	1,20	2,38	1,68	
G ₁ sol S2	2,90	2,38	2,18	
G ₂ sol S2	1,10	2,38	0,83	
G ₁ trave			6,00	
G ₁ pil. esistente				8,32
G ₁ pil. camicia				10,95

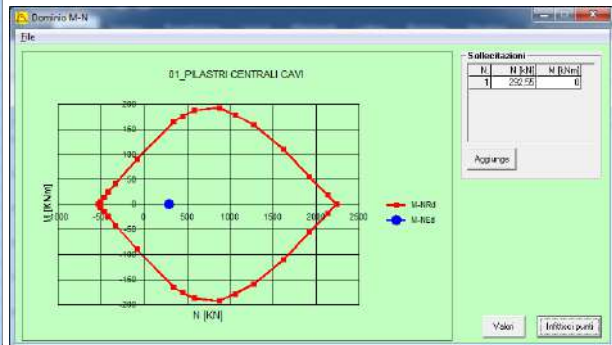
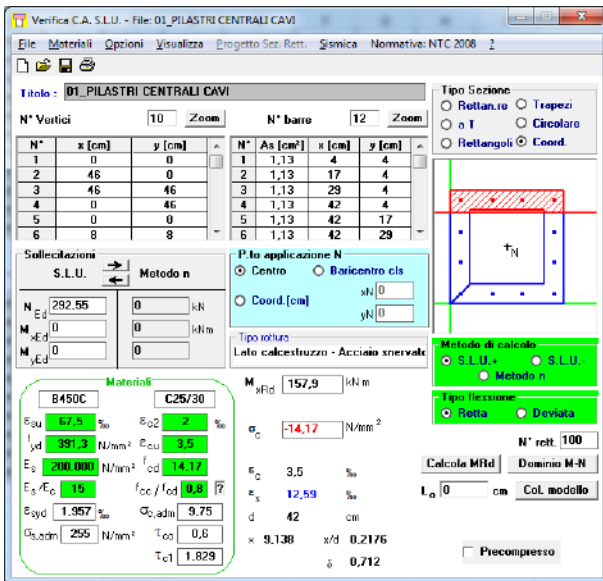




- Scarichi sul pilastro in sommità → SLE=84,85+113,30=198,15KN
- SLU=114,60+153,00=267,50KN
- Scarichi sul pilastro alla base → SLE=198,15+19,27=217,42KN
- SLU=267,50+25,05=292,55KN

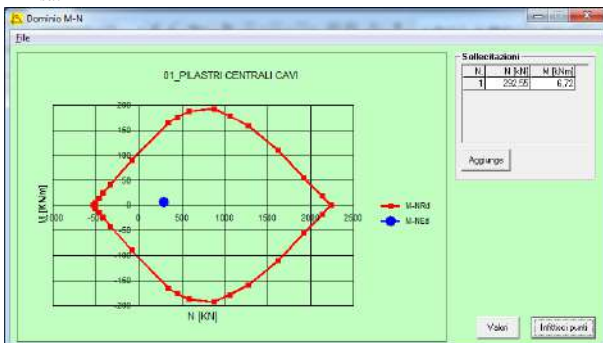
Verifica di resistenza

- Verifica alla base della camicia

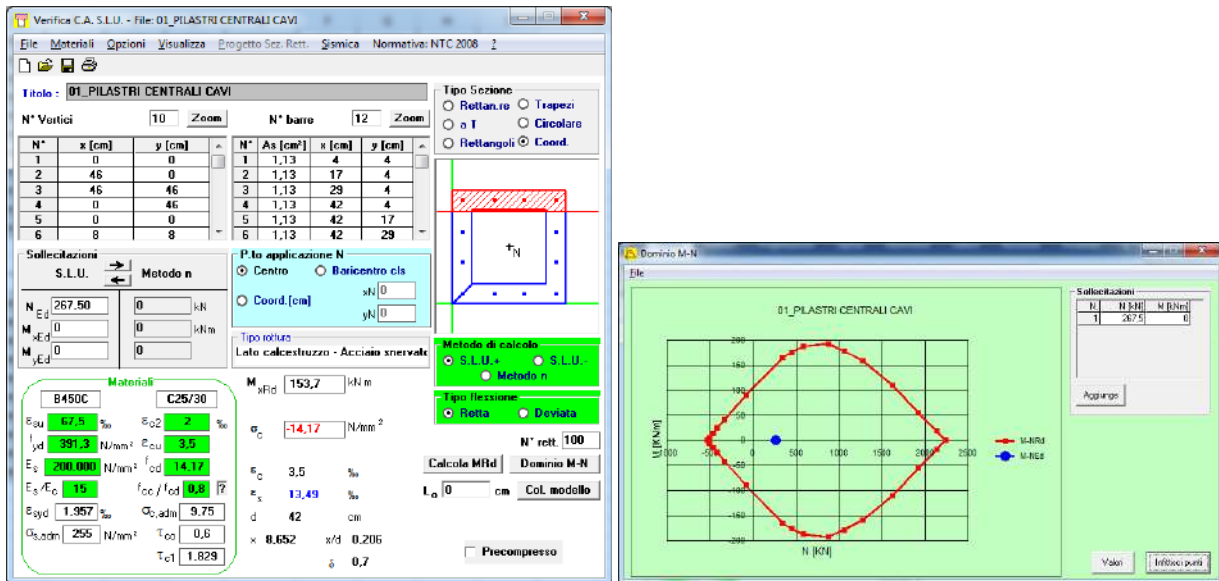


Azione assiale +5%dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,46 \cdot 0,05) \cdot 292,55 = 6,72 \text{ kNm}$$

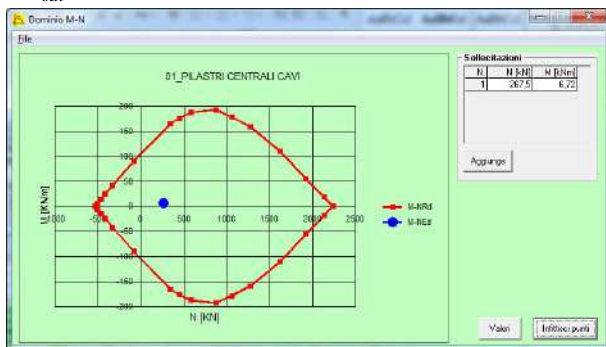


- Verifica alla sommità della camicia



Azione assiale +5%dim max pilastro

$$M_{sdl} = (0,46 \cdot 0,05) \cdot 292,55 = 6,72 \text{ kNm}$$



- Verifica instabilità

$$A_{pil} = (0,46^2 - 0,30^2) = 0,1216 \text{ m}^2$$

$$\nu = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{292,55}{0,1216 \cdot 14200} = 0,1694$$

$$J = \frac{H^4 - h^4}{12} = \frac{0,46^4 - 0,30^4}{12} = 3,056 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}} = \sqrt{\frac{3,56 \cdot 10^{-3}}{0,1216}} = 0,158 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,158} = 46,83 \text{ (a favore di sicurezza considero il pilastro come se fosse incastrato alla base)}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 \cdot 1,7}{\sqrt{0,1694}} = \frac{3,70 \cdot 2}{0,158} = 63,61 > 46,83 \rightarrow \text{OK}$$

- Spinotti di ancoraggio per camicia in C.A.

Per stabilire il numero di connettori necessari calcolo lo scorrimento considerando la massima tensione che si può applicare sulla camicia in c.a.. Consideriamo applicato sull'incamiciatura una tensione costante pari ad f_{cd} .

Pilastrini centrali

$$S = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_{camicia} = 0,8 \cdot 14,20 \cdot 121600 = 1381 \text{KN}$$

$$P_{rd} = \min \langle P_{rd,a}; P_{rd,c} \rangle = 12,60 \text{KN}$$

$$P_{rd,a} = \frac{0,8 \cdot f_{sd} \cdot (\pi \cdot \phi^2 / 4)}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 391,3 \cdot (\pi \cdot 8^2 / 4)}{1,25} = 12,60 \text{KN}$$

$$P_{rd,c} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 8^2 \cdot (25 \cdot 31400)^{0,5}}{1,25} = 13,15 \text{KN}$$

$$n_{connettori} = \frac{S}{P_{rd}} = \frac{1381}{12,60} = 109 \text{connettori}$$

$$p_{connettori} = \frac{h_{pil}}{\frac{n_{connettori}}{n_{faccie} \cdot m_{conn}}} = \frac{370}{\frac{109}{4 \cdot 1}} = 13,5 \text{cm} \rightarrow \text{usati } 148 \rightarrow 1\emptyset 8/10\emptyset \text{ medio su ogni faccia}$$

Pilastrini laterali bassi

$$S = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_{camicia} = 0,8 \cdot 14,20 \cdot 105600 = 1200 \text{KN}$$

$$P_{rd} = \min \langle P_{rd,a}; P_{rd,c} \rangle = 12,60 \text{KN}$$

$$P_{rd,a} = \frac{0,8 \cdot f_{sd} \cdot (\pi \cdot \phi^2 / 4)}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 391,3 \cdot (\pi \cdot 8^2 / 4)}{1,25} = 12,60 \text{KN}$$

$$P_{rd,c} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 8^2 \cdot (25 \cdot 31400)^{0,5}}{1,25} = 13,15 \text{KN}$$

$$n_{connettori} = \frac{S}{P_{rd}} = \frac{1200}{12,60} = 95 \text{connettori}$$

$$p_{connettori} = \frac{h_{pil}}{\frac{n_{connettori}}{n_{faccie} \cdot m_{conn}}} = \frac{300}{\frac{95}{4 \cdot 1}} = 11 \text{cm} \rightarrow \text{usati } 128 \rightarrow \text{uso } 1\emptyset 8/9\emptyset \text{ medio su ogni faccia}$$

ARMATURA CAMICIE CENTRALI (46X46)

Armatura longitudinale $\rightarrow 12\emptyset 12$ ($A_s=1356\text{mm}^2$); interasse max $\rightarrow 130\text{mm} < 300\text{mm} \rightarrow \text{OK}$

$$A_{ls,\min} = \frac{0,10 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 292550}{391} = 74 \text{mm}^2 > 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 121600 = 364,8 \text{mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Staffe $\rightarrow \emptyset 8/14'$ centrale \rightarrow passo min NTC $144\text{mm} \rightarrow \text{OK}$

ARMATURA CAMICIE LATERALI (41X41)

Armatura longitudinale → 12Ø12 ; interasse max → 120mm < 300mm → OK

$$A_{ls, \min} = \frac{0,10 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 147650}{391} = 37 \text{ mm}^2 > 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 105600 = 316,8 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Staffe → Ø8/14' centrale → passo min NTC 144mm → OK

Si arma inoltre per conservatività come da minimo del cap 7. delle NTC 2008.

VALIDAZIONE PROGRAMMI UTILIZZATI

- VCASLU

Esempio n. 11 pag 221 da 'Il Cemento Armato' autore A. Ghersi - Dario Flaccovio ed Maggio 2010

Esempio 11. Data una sezione circolare di raggio $r=20$ cm in calcestruzzo di classe C25/30 armata con 6Ø14 in acciaio B450C, con copriferro $c=4$ cm, si trovi la posizione dell'asse neutro per flessione semplice allo stato limite ultimo ed il momento limite corrispondente.

La forma circolare non è molto usata in elementi soggetti a flessione, ma può ritrovarsi in casi particolari, come i pali di una paratia. Le barre di armatura sono disposte con spaziatura regolare lungo una circonferenza di raggio $r_s = r - c$. Le armature aventi una stessa ordinata y sono soggette alle stesse tensioni; si può quindi considerare l'armatura come costituita da 4 strati, di area $A_{s1} = A_{s4} = 1,54$ cm² e $A_{s2} = A_{s3} = 3,08$ cm², posti alle quote indicate in figura 16.

Assegnando una distanza x dell'asse neutro dal bordo superiore si definisce un diagramma di deformazioni, individuato dalle quantità

$$\chi = \frac{\epsilon_{cr}}{x} \qquad \epsilon_O = -\epsilon_{cr} \left(1 - \frac{r}{x} \right)$$

Da questi si possono ricavare le deformazioni dei vari strati di armatura

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= -\epsilon_{cr} \left(1 - \frac{r}{x} - \frac{r_s}{x} \right) & \epsilon_{s2} &= -\epsilon_{cr} \left(1 - \frac{r}{x} - \frac{r_s}{2x} \right) \\ \epsilon_{s3} &= -\epsilon_{cr} \left(1 - \frac{r}{x} + \frac{r_s}{2x} \right) & \epsilon_{s4} &= -\epsilon_{cr} \left(1 - \frac{r}{x} + \frac{r_s}{x} \right) \end{aligned}$$

e le relative tensioni σ_{s1} , σ_{s2} , σ_{s3} e σ_{s4} (fig. 17). Moltiplicando tensioni per aree di armatura si ottengono le risultanti N_{s1} , N_{s2} , N_{s3} e N_{s4} .

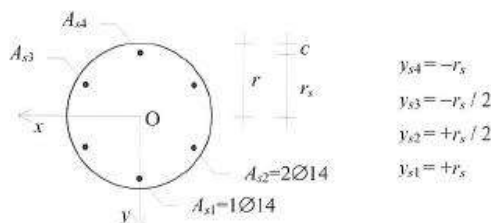


Fig. 16. Sezione circolare

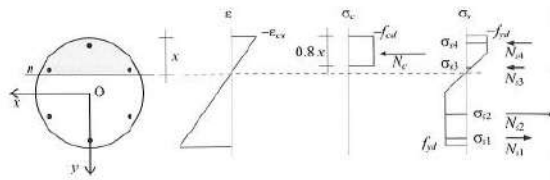


Fig. 17. Stato deformativo e tensionale nella sezione circolare

La risultante N_c delle tensioni nel calcestruzzo può essere calcolata, in maniera semplificata, applicando un diagramma di tensioni costante e pari al valore $-f_{cd}$ ad un segmento circolare alto $0.8x$. L'area e la posizione del baricentro del segmento circolare possono essere ricavate con le formule riportate in figura 18.

Scegliendo come valore di primo tentativo un qualsiasi valore plausibile, ad esempio $x=15$ cm, si ha

$\varepsilon_{s1} = 0.0049$	$\sigma_{s1} = 391.3$ MPa	$N_{s1} = 60.3$ kN
$\varepsilon_{s2} = 0.0030$	$\sigma_{s2} = 391.3$ MPa	$N_{s2} = 120.5$ kN
$\varepsilon_{s3} = -0.0007$	$\sigma_{s3} = -140.0$ MPa	$N_{s3} = -43.1$ kN
$\varepsilon_{s4} = -0.0025$	$\sigma_{s4} = -391.3$ MPa	$N_{s4} = -60.3$ kN
$\phi = 1.159$	$A = 317.1$ cm ²	$N_c = -449.3$ kN

La risultante delle forze N_s e N_c vale -371.9 kN ed è quindi di compressione (ed anche abbastanza rilevante). Occorre quindi ridurre sensibilmente il valore di x . Provando con $x=8$ cm, si ha

$\varepsilon_{s1} = 0.0123$	$\sigma_{s1} = 391.3$ MPa	$N_{s1} = 60.3$ kN
$\varepsilon_{s2} = 0.0088$	$\sigma_{s2} = 391.3$ MPa	$N_{s2} = 120.5$ kN

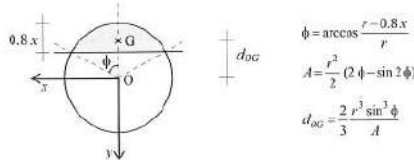


Fig. 18. Area e posizione del baricentro di un segmento circolare

$\varepsilon_{s3} = 0.0018$	$\sigma_{s3} = 350.0$ MPa	$N_{s3} = 107.8$ kN
$\varepsilon_{s4} = -0.0018$	$\sigma_{s4} = -350.0$ MPa	$N_{s4} = -53.9$ kN
$\phi = 0.823$	$A = 129.8$ cm ²	$N_c = -183.9$ kN

In questo caso la risultante delle forze N_s e N_c vale $+50.8$ kN ed è quindi di trazione. Il valore di x deve essere compreso tra i due precedentemente provati. Ripetendo il calcolo si ottiene infine come soluzione $x=8.66$ cm e si ha

$N_{s1} = 60.3$ kN	$N_{s2} = 120.5$ kN
$N_{s3} = 83.3$ kN	$N_{s4} = -58.0$ kN
$N_c = -206.1$ kN	$y_c = -15.89$ cm

Calcolando il momento delle forze rispetto al baricentro della sezione O si ottiene
 $M_{ed} = [60.3 \times 16 + 120.5 \times 8 + 83.3 \times (-8) - 58.0 \times (-16) - 206.1 \times (-15.89)] \times 10^{-3} = 54.6$ kNm

Verifica CA, S.L.U. - File

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

Titolo: VALIDAZIONE VCASLU

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 20 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 6
 Diametro barre: 1,4 [cm]
 Coprieme (baric.): 4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione:
 Helton re
 a T
 Circolare
 Rettangoli
 Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 0 kN
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{Ed}: 0 kNm

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

Tipo soltura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Ed}: 54,42 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} : 67,5 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm²
 $E_s \cdot \varepsilon_{sc}$: 15
 ε_{syd} : 1,957 ‰
 $Q_{s,adm}$: 255 N/mm²

ε_{c2} : 2 ‰
 ε_{cu} : 3,5 ‰
 f_{cd} : 14,17
 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $C_{c,adm}$: 9,75
 τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ε_c : 3,5 ‰
 ε_s : 11,16 ‰
 d : 36 cm
 x : 8,593 x/d: 0,2387
 δ : 0,7304

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Vertice: 52 N° rett: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso