



COMUNE DI BORGETTO

Città Metropolitana di Palermo

Piazza Vittorio Emanuele Orlando 1 - cap 90042 Borgetto

TEL: 091/8982923 - www.comune.borgetto.pa.it

E-Mail: ufficio.manutenzioni@comune.borgetto.pa.it

Pec: ufficioprotocollo@pec.it - ufficiotecnico@pec.it

Cod. Fisc. 00518510821 - Part. IVA 00518510821

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

PON LEGALITÀ 2014-2020 - ASSE 3, AZIONE 3.1.1

PROGETTAZIONE DEFINITIVA-ESECUTIVA, COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE ESECUTIVA, DIREZIONE LAVORI E CONTABILITÀ DEI "LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE E DI RICONVERSIONE DEL BENE CONFISCATO ALLA CRIMINALITÀ ORGANIZZATA SITO IN VIA MONTEGRAPPA, N. 20 ANGOLO VIA C. COLOMBO, DA DESTINARE A CENTRO PER DONNE VITTIME DI VIOLENZA" CUP: G36D18000150006 CIG: 83902659B4

PROGETTISTI: RTP Morpheme S.r.l./ing. Vito Speciale



MORPHEME S.r.l. (*capogruppo*)

Via Veneto 2b - sc.C - 89123 Reggio Calabria - Italy

P. IVA 02934660800 Tel.Fax +39 09651716586

info@morpheme.it - www.morpheme.it

Arch. **Ilario TASSONE** (*P.M. - BIM manager - Architettura - Strutture - Impianti*)

Arch. **Simona LABATE** (*Architettura*)

Ing. **Gabriele UCCELLATORE** (*Strutture*)

Ing. **Giacomo MAJORINI** (*Imp. elettrici e speciali*)

Arch. **Pasquale BRUNO** (*Acustica*)

Geol. **Antonio Tiberio PIZZONIA** (*Geologia*)

Mandante:

Ing. **Vito SPECIALE** (*Impianti*)

Consulenti:

Ing. **Bruno ARENA** (*Impianti idrici e termici*)

Collaboratori:

Arch. **Ilaria FIUMARA**

Arch. **Jannah HASSANEIN**

Ing. **Daniele FEDERICO**

RUP: ing. **Andrea SALAMONE**

COMMESSA: **25.P12.00.PE**

CONTROLLATO: **S. Labate** APPROVATO: **I. Tassone**

APRILE 2025

REV: 0

Elaborato: **ST.R.11**

Scala:

RELAZIONE DI VALIDAZIONE DEL SOFTWARE

Indice

1	Verifica di travate in c.a. secondo D.M. 14-01-2018	5
1.1	Scopo dell'esempio	5
1.2	File associati all'esempio	5
1.3	Descrizione della struttura	5
1.4	Opzioni di verifica attivate	6
1.5	Elaborati prodotti dalla Verifica travate c.a.	8
1.6	Controllo delle verifiche	12
1.7	Controllo della applicazione della gerarchia delle resistenze	14
1.8	Riepilogo dei risultati	15
2	Verifica di trave in c.a. soggetta a sforzo triassiale (flessione deviata, torsione e taglio)	16
2.1	Scopo dell'esempio	16
2.2	File associati all'esempio	16
2.3	Descrizione della struttura	16
2.4	Verifiche 3D	17
2.5	Riepilogo dei risultati	26
3	Verifica delle deformate di trave	28
3.1	Scopo dell'esempio	28
3.2	File associati all'esempio	28
3.3	Descrizione della struttura	28
3.4	Modalità di valutazione delle frecce	29
3.5	Esame dei risultati	30
3.6	Riepilogo dei risultati	33
4	Esempio di gerarchia delle resistenze trave e pilastro in c.a. in classe di duttilità A e B	34
4.1	Scopo dell'esempio	34
4.2	File associati all'esempio	34
4.3	Descrizione della struttura	34
4.4	Esami dei risultati per la classe A	35
4.5	Esami dei risultati per la classe B	43
4.6	Riepilogo dei risultati in classe A	49
4.7	Riepilogo dei risultati in classe B	49
5	Verifica solaio	50
5.1	Generalità	50
5.2	File associati all'esempio	50
5.3	Verifica	50
5.4	Relazione di calcolo	52
5.5	Verifiche a flessione	55
5.6	Verifica a taglio	55
5.7	Verifiche delle tensioni in esercizio	55
5.8	Verifica di apertura delle fessure	56
5.9	Verifica di deformabilità elastica	58
5.10	Verifica di deformabilità considerando la viscosità	58
5.11	Riepilogo dei risultati	60
6	Lastra rettangolare in c.a. appoggiata al contorno	62
6.1	Scopo dell'esempio	62
6.2	File associati all'esempio	62
6.3	Descrizione della struttura	62
6.4	Preferenze	64
6.5	Valutazione della freccia	64
6.6	Valutazione dei momenti m_x , m_y	65
6.7	Verifiche delle tensioni in combinazione rara	66
6.8	Verifica di apertura delle fessure	67
6.9	Verifiche di resistenza a pressoflessione	68
6.10	Riepilogo dei risultati	69
7	Medie delle sollecitazioni nelle piastre in c.a.	70

7.1	Scopo dell'esempio.....	70
7.2	File associati all'esempio	70
7.3	Descrizione della struttura	70
7.4	Media valutata dal programma	72
7.5	Valutazione della media.....	73
7.6	Influenza nella media della dimensione delle mesh	76
7.7	Riepilogo dei risultati.....	77
8	Sollecitazioni integrali su piastre in c.a.	78
8.1	Scopo dell'esempio.....	78
8.2	File associati all'esempio	78
8.3	Descrizione della struttura	78
8.4	Sollecitazioni integrali valutate analiticamente	80
8.5	Sollecitazioni integrali con sismicad	80
8.6	Riepilogo dei risultati.....	82
9	Verifica a punzonamento su lastre in c.a.	83
9.1	Scopo dell'esempio.....	83
9.2	File associati all'esempio	83
9.3	Descrizione della struttura	83
9.4	Verifiche a punzonamento eseguite dal programma	85
9.5	Verifiche analitiche.....	87
9.6	Riepilogo dei risultati.....	88
10	Verifica di diaframma di piano nelle piastre in c.a.	90
10.1	Scopo dell'esempio.....	90
10.2	File associati all'esempio	90
10.3	Descrizione della struttura	90
10.4	Verifica in sismicad	91
10.5	Verifica analitica	93
10.6	Riepilogo dei risultati.....	94
11	Verifica di pilastro in c.a. secondo NTC2018.....	95
11.1	Scopo dell'esempio.....	95
11.2	File associati all'esempio	95
11.3	Descrizione della struttura	95
11.4	Generalità	97
11.5	Ambiente di verifica dei pilastri	98
11.6	Verifica di duttilità secondo D.M. 17-01-18 NTC §7.4.4.1.2 in SLV.....	99
11.7	Verifica del nodo a quota 280	100
11.8	Tagli plastici secondo §7.4.5 in combinazione SLV	102
11.9	Verifiche della gerarchia resistenza nodi trave-pilastro D.M. 17-01-18 NTC In combinazioni SLV, γ_{rd} = 1,3	103
12	Verifica di instabilità di pilastro in c.a.	105
12.1	Scopo dell'esempio.....	105
12.2	File associati all'esempio	105
12.3	Descrizione della struttura	105
12.4	Verifica in sismicad	108
12.5	Verifica analitica.....	112
12.6	Riepilogo dei risultati.....	114
13	Verifica di parete in c.a. secondo NTC2018.....	115
13.1	Scopo dell'esempio.....	115
13.2	File associati all'esempio	115
13.3	Descrizione della struttura	115
13.4	Ambiente di verifica delle pareti.....	117
13.5	Verifiche svolte sul pannello da filo2 a (15; 370).....	119
13.6	Verifiche di resistenza della sezione di base.....	121
13.7	Verifiche di resistenza della sezione di base con $\alpha_s < 2$	123
14	Resistenza a taglio in condizioni cicliche; modello elastico	125
14.1	Scopo dell'esempio.....	125
14.2	File associati all'esempio	125
14.3	Descrizione della struttura	125
14.4	Analisi dinamica	126
15	Taglio in condizioni cicliche; modello pushover	131
15.1	Scopo dell'esempio.....	131
15.2	File associati all'esempio	131
15.3	Descrizione della struttura	131
15.4	Analisi statica non lineare	132

1 Verifica di travate in c.a. secondo D.M. 14-01-2018

1.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

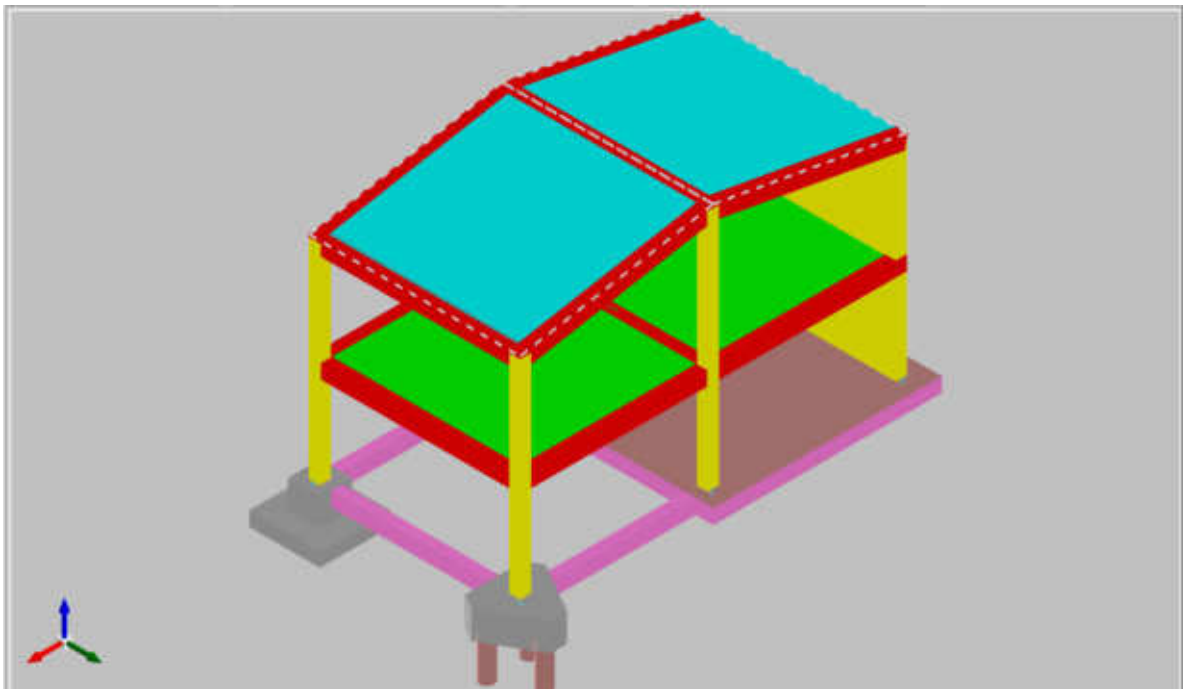
In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera per la valutazione delle verifiche e dei dettagli costruttivi di travate in cemento armato di un edificio secondo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2018, e in particolare secondo quanto riportato nella norma al capitolo 7.

1.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

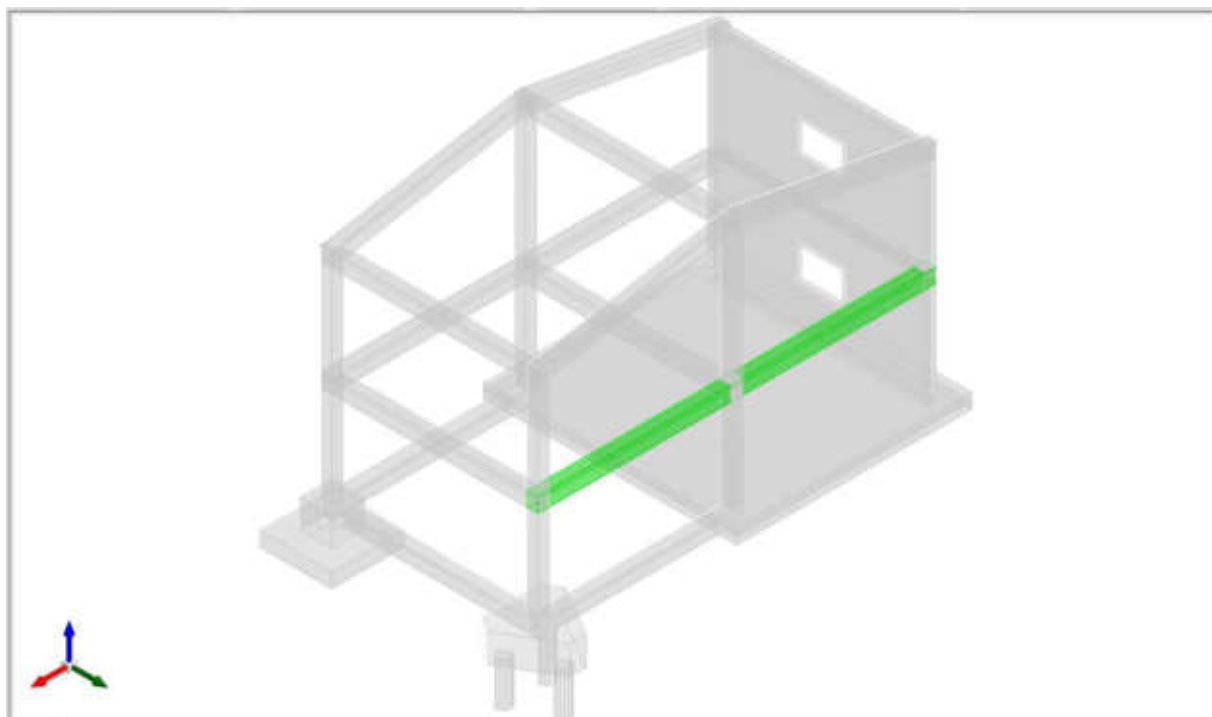
La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Travi NTC18* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

1.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura cui si fa riferimento è rappresentata nella figura sottostante,



La trave esaminata è la trave 2-6 a piano 1 ed ha sezione 30 x 40 cm.



1.4 OPZIONI DI VERIFICA ATTIVATE

In *Verifiche >> C.A. >> Opzioni Verifica Travi in C.A.* si utilizzano le seguenti impostazioni:

Opzioni verifica travi C.A.

Proposta | Verifica | Armatura longitudinale | Staffe | Ddf | Relazione

Longitudinali

Ø 1 14 mm

Ø 2 16 mm

Ø 3 20 mm

Lunghezza massima delle barre cm 1200

Modalità di verifica e taglio armatura longitudinale agli appoggi Asse appoggio

% di armatura interrotta in campata 50

% in campata dell'armatura massima agli appoggi 10

Ø longitudinali aggiuntivi di parete 8 mm

Interasse longitudinali aggiuntivi di parete cm 25.0

Staffe

Ø 1 8 mm

Ø 2 8 mm

Ø 3 8 mm

Staffe 3 bracci ☐

Passo minimo cm 10.0

Passo massimo cm 30.0

Interasse massimo bracci cm 50.0

Staffe all'interno degli appoggi ☐

Predefiniti

cm,daN OK Annulla

Opzioni verifica travi C.A.

Proposta | **Verifica** | Armatura longitudinale | Staffe | Dsf | Relazione

Moltiplicatore del momento di incastro perfetto per momento minimo in campata: 1.50

Incidenza per segnalazione: daN/m^2 100

Controllo alle sezioni a T: ☒

Diagramma momento flettente sopra gli appoggi: Lineare

η viscosità: 2.00

Tolleranza di posa: cm 1.0

Disegna mensole senza modellazione FEM: ☐

Combinazione applicazione rinforzi FRP a flessione: Nessuno

E_s/E_c per tensioni di esercizio: $n = 15$

Circolare 65: ☒

α_{cc} : 0.85

Inclinazione variabile del traliccio di Morsh: ☐

Tipo di verifica: Standard

Verifica portanza travi di fondazione: ☒

Verifica e scorrimento travi di fondazione: ☐

Predefiniti

cm,daN QK Annulla

Opzioni verifica travi C.A.

Proposta | Verifica | **Armatura longitudinale** | Staffe | Dsf | Relazione

Ancoraggio secondo EC8 fig.2.2(C): ☒

Distanza strati: cm 4.0

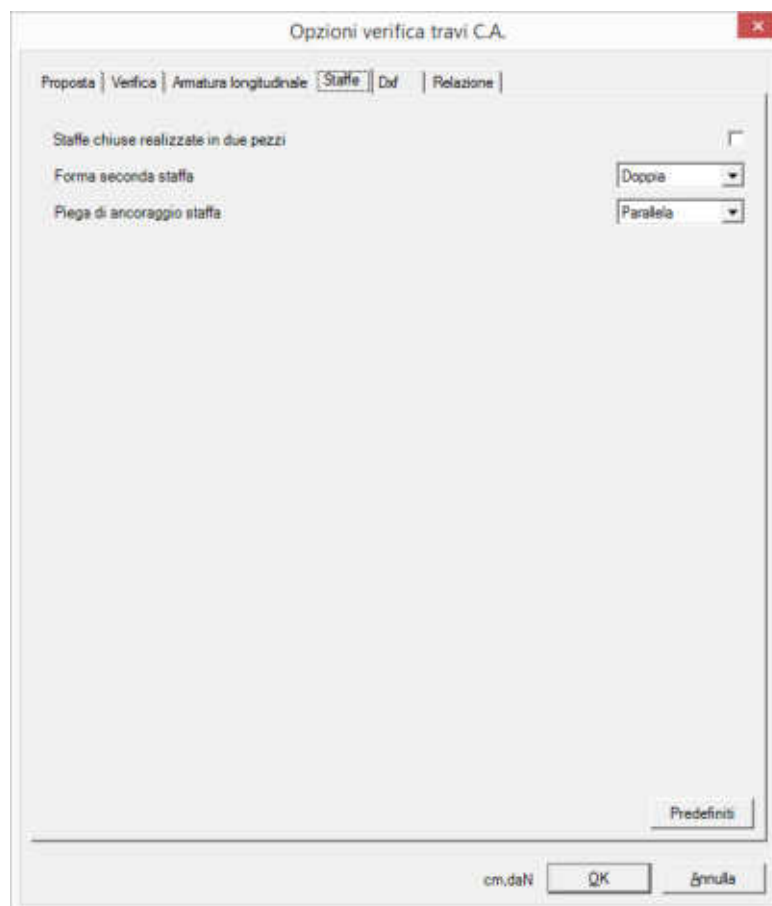
Spazio per il vibratore: cm 5.0

Modalità di giunzione dei correnti superiori: In campata $L_c = L_{max}$

Modalità di giunzione dei correnti inferiori: In campata $L_c = L_{max}$

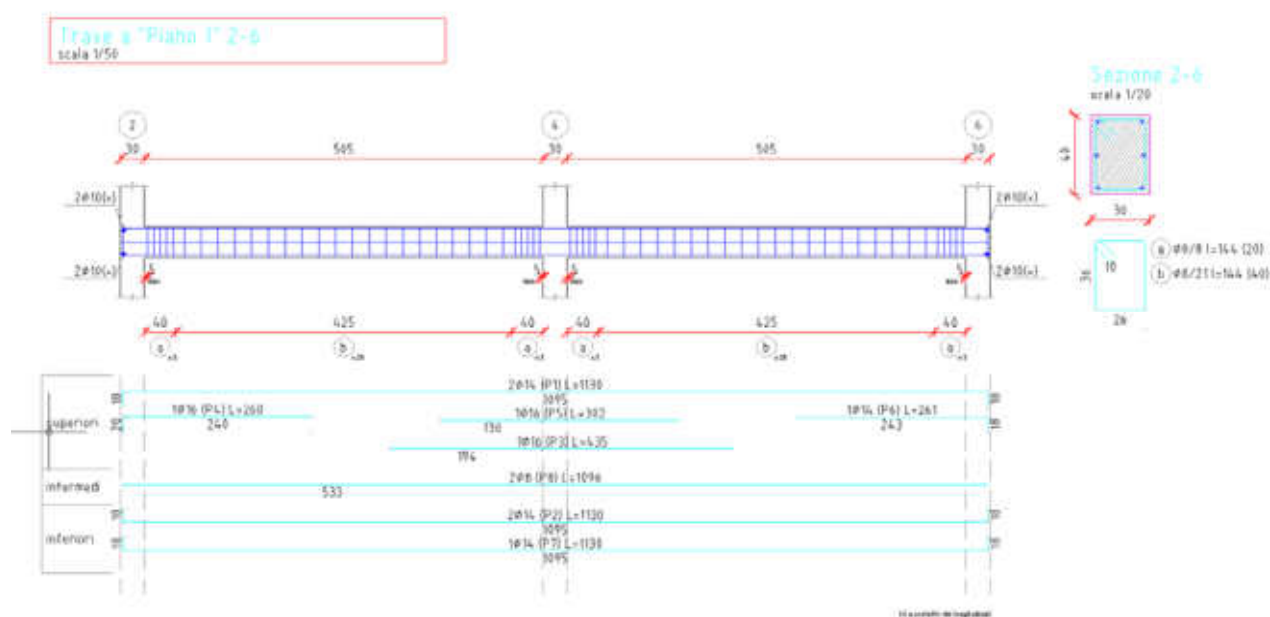
Predefiniti

cm,daN QK Annulla



1.5 ELABORATI PRODOTTI DALLA VERIFICA TRAVATE C.A.

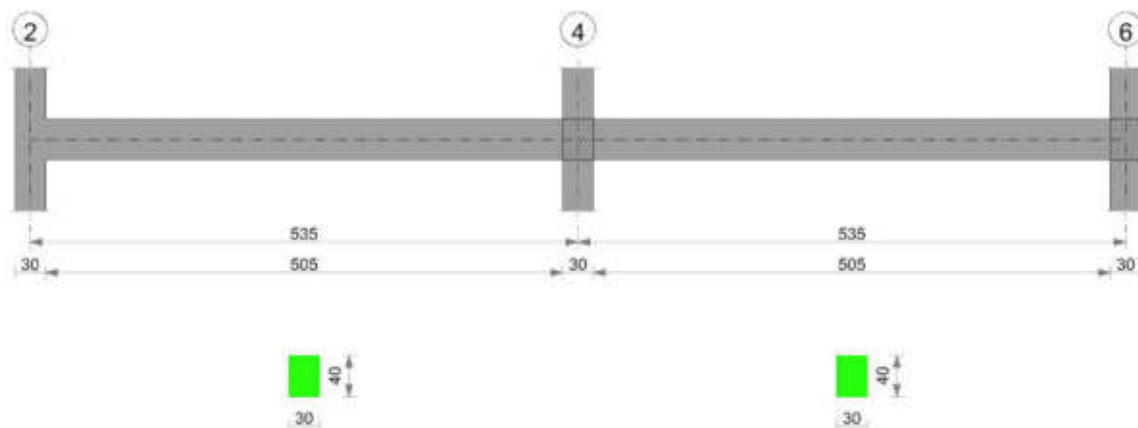
Si riporta di seguito il disegno esecutivo realizzato dal programma.



Si riporta di seguito la relazione di calcolo.

Trave a "Piano 1" 2-6

Geometria

**Caratteristiche dei materiali**

Acciaio: B450C_2 Fyk 4500

Calcestruzzo: RCK400 Rck 400

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R	30*40	Rettangolare	30	40	2	2

Output campate**Campata 1 tra i fili 2 - 4, sezione R 30*40, asta 6; campata a comportamento dissipativo****Verifiche a flessione**

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	5.09	3.5	4.62	3.5						-785103	SLU 20	-643069	-690201	0.102	Si
15	5.09	3.5	4.62	3.5	-174910	SLV 14	4345	629911	0.1	-643069	SLU 20	-643069	-690201	0.102	Si
143	5.09	3.5	4.62	3.5	258048	SLV 14	374604	629911	0.1	12512	SLV 3	-142780	-690201	0.102	Si
268	3.08	3.5	4.62	3.5	475555	SLU 20	476385	629993	0.1						Si
410	5.09	3.5	4.62	3.5	81411	SLV 3	238225	629911	0.1	-40881	SLV 14	-244864	-690201	0.102	Si
520	7.1	3.6	4.62	3.5						-845340	SLU 19	-845340	-949703	0.113	Si
535	7.1	3.6	4.62	3.5						-999358	SLU 19	-845340	-949703	0.113	Si

Verifiche a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcl	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0	5.09	0	9809	SLU		20	9809	5690	31932	0	5690
15	0.126	5.09	0	9237	SLU		20	9237	5690	35410	34692	34692
143		0.047	4.62	0	4373	Ger.	5722	5511	31966	15203	15203	2.5
143	0.047	4.62	0	1375	Ger.	-595	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	461	Ger.	2875	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
268	0.047		4.62	0	-914	Ger.	-3441	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5
410	0.047		4.49	0	-5851	Ger.	-6694	-5456	-31932	-15187	-15187	2.5
520	0.126	7.1	0	-10036	SLU		19	-10036	-6357	-35394	-34676	-34676
535	0	7.1	0	-10608	SLU		19	-10608	-6357	-31917	0	-6357

Verifiche delle tensioni in esercizio

Forme delle tensioni in esercizio																
x	Rara							Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	-556299	5	-455650	69.7	199.2	2713.1	3600	-470474	2	-385438	59	149.4	0	+∞	Si	
15	-455650	5	-455650	69.7	199.2	2713.1	3600	-385438	2	-385438	59	149.4	0	+∞	Si	
143	162930	4	265396	41.4	199.2	1730.7	3600	135280	2	222677	34.8	149.4	0	+∞	Si	
268	337006	5	337597	56.2	199.2	2207.5	3600	284635	2	285052	47.4	149.4	0	+∞	Si	
410	27308	2	168791	26.3	199.2	1100.7	3600	20382	1	142876	22.3	149.4	0	+∞	Si	
520	-598762	4	-598762	81.8	199.2	2591	3600	-499903	2	-499903	68.3	149.4	0	+∞	Si	
535	-707893	4	-598762	81.8	199.2	2591	3600	-591739	2	-499903	68.3	149.4	0	+∞	Si	

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	
0	superiore	22.6	0.00079	0.0178	5	22.6	0.00076	0.0172	4	22.6	0.00071	0.016	2	Si
15	superiore	22.6	0.00079	0.0178	5	22.6	0.00076	0.0172	4	22.6	0.00071	0.016	2	Si
268	inferiore	23	0.00064	0.0148	4	23	0.00057	0.0132	4	23	0.00054	0.0125	2	Si
520	superiore	19.1	0.00078	0.015	4	19.1	0.00079	0.0152	4	19.1	0.00073	0.014	2	Si
535	superiore	19.1	0.00078	0.015	4	19.1	0.00079	0.0152	4	19.1	0.00073	0.014	2	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
	Elastica +	Elastica -	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastica -	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastica -	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-	
15	0.005	0.004	0.002	0.002	0.004	0.004	0.002	0.002	0.004	0.004	0.004	2	9999
143	0.079	0.06	0.071	0.052	0.07	0.061	0.059	0.052	0.066	0.061	0.146	2	3674
250	0.115	0.09	0.107	0.078	0.102	0.09	0.087	0.078	0.097	0.09	0.218	2	2453
268	0.115	0.09	0.107	0.078	0.102	0.09	0.087	0.078	0.097	0.09	0.218	2	2455
410	0.057	0.044	0.048	0.036	0.05	0.044	0.039	0.036	0.048	0.044	0.1	2	5339
520	0.002	0.002	0	-0.003	0.002	0.002	-0.001	-0.002	0.002	0.002	-0.003	2	9999

Valutazione dei tagli secondo gerarchia delle resistenze

x	taglio negativo				taglio positivo			
	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela
0	6099	0	-3128	3087	6099	9809	2614	9809

x	taglio negativo				taglio positivo			
	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela
15	5757	0	-3128	2907	5757	9237	2614	9237
143	2846	-595	-3128	1375	2846	5722	2614	4373
268	0	-3441	-3128	-914	0	2875	2614	461
410	-3253	-6694	-3128	-5851	-3253	0	2614	-1769
520	-5757	-10036	-3128	-10036	-5757	0	2614	-3087
535	-6099	-10608	-3128	-10608	-6099	0	2614	-3267

Campata 2 tra i fili 4 - 6, sezione R 30*40, asta 7; campata a comportamento dissipativo**Verifiche a flessione**

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0		7.1	3.6	4.62	3.5						SLU 19	-885487	-949703	0.113	-634381
15		7.1	3.6	4.62	3.5						SLU 19	-885487	-949703	0.113	-885487
143	5.09	3.5	4.62	3.5	128382	SLV 14	311408	629911	0.1	15121	SLV 3	-164928	-690201	0.102	Si
268	3.08	3.5	4.62	3.5	501816	SLU 19	507901	629993	0.1						Si
410	4.62	3.5	4.62	3.5	245855	SLV 3	372719	629889	0.099	-2062	SLV 14	-166768	-629889	0.099	Si
520	4.62	3.5	4.62	3.5	-132383	SLV 3	40669	629889	0.099	-554914	SLU 20	-554914	-629889	0.099	Si
535	4.62	3.5	4.62	3.5						-693163	SLU 20	-554914	-629889	0.099	Si

Verifiche a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0	7.1	0	10873	SLU		19	10873	6357	31917	0	6357
15	0.126	7.1	0	10301	SLU			10301	6357	35394	34676	34676
143	0.047	4.62	0	5437	Ger.	6287	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	1066	Ger.	3441	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	-284	Ger.	-2744	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
410	0.047	4.62	0	-1471	Ger.	188	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
410	0.047	4.62	0	-4800	Ger.	-5997	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
520	0.126	4.62	0	-8985	SLU		20	-8985	-5511	-35449	-34729	-34729
535	0	4.62	0	-9556	SLU				20	-9556	-5511	-31966

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-740787	4	-628770	85.9	199.2	2720.8	3600	-622087	2	-527790	72.1	149.4	0	+∞	Si
15	-628770	4	-628770	85.9	199.2	2720.8	3600	-527790	2	-527790	72.1	149.4	0	+∞	Si
143	86778	5	219927	34.3	199.2	1434.2	3600	71752	2	184432	28.8	149.4	0	+∞	Si
268	355240	4	359614	59.9	199.2	2351.5	3600	298181	2	301524	50.2	149.4	0	+∞	Si
410	149807	4	264109	41.8	199.2	1722.8	3600	121896	2	219224	34.7	149.4	0	+∞	Si
520	-392183	5	-392183	62	199.2	2558.3	3600	-330458	2	-330458	52.3	149.4	0	+∞	Si
535	-490074	5	-392183	62	199.2	2558.3	3600	-413032	2	-330458	52.3	149.4	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	
0	superiore	19.1	0.00085	0.0162	4	19.1	0.00085	0.0163	4	19.1	0.00079	0.0152	2	Si
15	superiore	19.1	0.00085	0.0162	4	19.1	0.00085	0.0163	4	19.1	0.00079	0.0152	2	Si
268	inferiore	23	0.00068	0.0158	4	23	0.00061	0.014	4	23	0.00057	0.0132	2	Si
520	superiore	23	0.00075	0.0172	5	23	0.00066	0.0153	4	23	0.00063	0.0145	2	Si
535	superiore	23	0.00075	0.0172	5	23	0.00066	0.0153	4	23	0.00063	0.0145	2	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente							Verifica
	Elastica +	Elastica -	Fess. +	Fess. -	Elastica +	Elastica -	Fess. +	Fess. -	Elastica +	Elastica -	Fess. viscosa +	Comb.	Fess. viscosa -	Comb.	I/f	
15	0.002	0.002	-0.001	-0.003	0.002	0.002	-0.001	-0.002	0.002	0.002	-0.003	2	-0.004	2	9999	Si
143	0.072	0.055	0.067	0.046	0.064	0.055	0.053	0.046	0.061	0.055	0.137	2	0.12	2	3911	Si
268	0.126	0.095	0.126	0.083	0.111	0.096	0.099	0.084	0.105	0.097	0.252	2	0.219	2	2125	Si
285	0.127	0.095	0.128	0.083	0.112	0.097	0.099	0.084	0.106	0.097	0.254	2	0.221	2	2107	Si
410	0.08	0.058	0.078	0.05	0.071	0.06	0.062	0.052	0.067	0.061	0.155	2	0.136	2	3446	Si
520	0.007	0.005	0.006	0.003	0.006	0.005	0.005	0.004	0.006	0.005	0.01	2	0.01	2	9999	Si
535	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	9999	Si

Valutazione dei tagli secondo gerarchia delle resistenze

x	taglio negativo				taglio positivo			
	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela
0	6099	0	-2495	3360	6099	10873	3128	10873
15	5757	0	-2495	3180	5757	10301	3128	10301
143	2846	0	-2495	1648	2846	6287	3128	5437
268	0	-2744	-2495	-284	0	3441	3128	1066
410	-3253	-5997	-2495	-4800	-3253	188	3128	-1471
520	-5757	-8985	-2495	-8985	-5757	0	3128	-2789
535	-6099	-9556	-2495	-9556	-6099	0	3128	-2969

Momenti resistenti a filo appoggi

campata	x	appoggio	momento positivo	momento negativo
1	15	2	629911	-690201
1	520	4	629870	-949703
2	15	4	629870	-949703
2	520	6	629889	-629889

Significato dei simboli utilizzati:*N°: indice progressivo della sezione**Descrizione: descrizione della sezione**Tipo: tipo di sezione*

Base: base della sezione [cm]
Altezza: altezza della sezione [cm]
Copriferro sup.: distanza del bordo della staffa dalla superficie superiore del getto [cm]
Copriferro inf.: distanza del bordo della staffa dalla superficie inferiore del getto [cm]
Copriferro lat.: distanza del bordo della staffa dalle superfici laterali del getto [cm]
x: distanza da asse appoggio sinistro [cm]
A sup.: area efficace di armatura longitudinale superiore [cm²]
C.b. sup.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale superiore [cm]
A inf.: area efficace di armatura longitudinale inferiore [cm²]
C.b. inf.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale inferiore [cm]
M+ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre inferiori [daN*cm]
Comb.: combinazione
M+des: momento flettente di progetto che tende le fibre inferiori [daN*cm]
M+ult: momento ultimo per trazione delle fibre inferiori [daN*cm]
x/d: rapporto tra posizione asse neutro e altezza utile
M-ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre superiori [daN*cm]
M-des: momento flettente di progetto che tende le fibre superiori [daN*cm]
M-ult: momento ultimo per trazione delle fibre superiori [daN*cm]
Verifica: stato di verifica
A st: area di staffe per unità di lunghezza [cm²]
A sl: area di armatura longitudinale tesa per valutazione resistenza taglio in assenza di armature a taglio [cm²]
A sag: area equivalente di barre piegate per unità di lunghezza [cm²]
Vela: taglio elastico [daN]
Vdes: taglio di progetto [daN]
Vrd: resistenza a taglio della sezione senza armature [daN]
Vrcd: sforzo di taglio che produce il cedimento delle bielle [daN]
Vrsd: resistenza a taglio per la presenza delle armature [daN]
Vult: taglio ultimo [daN]
cotgθ: cotg dell'angolo di inclinazione dei puntoni in calcestruzzo
Rara: famiglia di combinazione di verifica
Mela: momento elastico [daN*cm]
Mdes: momento di progetto [daN*cm]
σ c: tensione di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]
σ c lim.: tensione limite di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]
σ f: tensione di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
σ f lim.: tensione limite di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Elastica+: massima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]
Elastica-: minima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]
Fess.+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]
Fess.-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]
Quasi permanente: famiglia di combinazione di verifica
σ FRP: tensione di trazione nell'FRP [daN/cm²]
σ FRP lim.: tensione limite di trazione nell'FRP [daN/cm²]
Fess. viscosa+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]
Fess. viscosa-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]
I/f: rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente
Bordo: bordo interessato dalla fessura
Rara: famiglia di combinazione per verifica inferiore
Dmax: distanza massima tra le fessure [cm]
Esm: dilatazione media delle barre di armatura
Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure [cm]
Comb: combinazione
Frequente: famiglia di combinazione per verifica inferiore
Quasi permanente: famiglia di combinazione per verifica inferiore
Frequente: famiglia di combinazione di verifica
x: ascissa relativa [cm]
taglio negativo: valori per taglio negativo
contr. grav.: contributo azioni gravitazionali [daN]
contr. mom. res.: contributo dei momenti resistenti [daN]
taglio positivo: valori per taglio positivo
campata: campata

appoggio: appoggio

momento positivo: momento resistente positivo [daN*cm]

momento negativo: momento resistente negativo [daN*cm]

1.6 CONTROLLO DELLE VERIFICHE

1.6.1 Verifiche a flessione

Le verifiche per il controllo dei risultati sono condotte con il programma VcaSLU.

Si controlla la verifica della sezione a filo appoggio sinistro della campata 1.

Area di acciaio superiore $A_{sup}=5.09 \text{ cm}^2$ ($2\Phi 14 + 1\Phi 16$)

con baricentro delle armature $C_b=3.5 \text{ cm}$ dal bordo superiore

Area di acciaio inferiore $A_{inf}=4.62 \text{ cm}^2$ ($3\Phi 14$)

con baricentro delle armature $C_b=3.5 \text{ cm}$ dal bordo inferiore.

Verifica di resistenza

Momento di progetto $M_{des}=-643069 \text{ daN*cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File:

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

Titolo: sezione a filo pilastro sx

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	5.09	3.5
			2	4.62	36.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord [cm]: xN 0 yN 0

Tipologia: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C33/40

Ecu: 67.5 % **Ecd:** 2 %

fcd: 391.3 N/mm² **Ec:** 3.5

E: 200.000 N/mm² **fcd:** 18.01

E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0.8

E_{syd}: 1.957 % **Q_{c,adm}:** 9.75

Q_{s,adm}: 255 N/mm² **T_{co}:** 0.6

T_{cl}: 1.829

M_{Ed}: -69.05 kNm

σ_c: -18.01 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

ε_c: 3.5 %

ε_s: 30.14 %

d: 36.5 cm

x: 3.798 **x/d:** 0.104

ρ: 0.7

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

Tipi flessione: Retta Deviato

N° rett: 100

Calcola MEd **Domino M-N**

L₀: 0 cm **Col. modello**

Precompressione

Verifica delle tensioni in combinazione rara

Momento di progetto $M_{des}=-455650 \text{ daN*cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: sezione a filo pilastro sx

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	5.09	35.5
			2	4.62	36.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 0 kN
M: -45.5285 kNm
M_{Ed}: 0
M_{Ed}: 0

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

Tipo Sezione: Rettang. re Trapezi a T Circolari Rettangoli Coord.

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompressione

Verifica delle tensioni in combinazione quasi permanente
 Momento di progetto $M_{des} = -385438 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: sezione a filo pilastro sx

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	5.09	35.5
			2	4.62	36.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 0 kN
M: -38.5073 kNm
M_{Ed}: 0
M_{Ed}: 0

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

Tipo Sezione: Rettang. re Trapezi a T Circolari Rettangoli Coord.

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompressione

1.6.2 Verifiche a taglio

Si controlla la verifica della sezione a filo appoggio sinistro della campata 1.

Area di staffe $Asw/s = 0.126 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (2bracci $\Phi 8/8$)

Area di acciaio longitudinale teso $Asl = 5.09 \text{ cm}^2$ (2 $\Phi 14$ + 1 $\Phi 16$)

Taglio di progetto $V_{ED} = 9237 \text{ daN}$

Resistenza a taglio del solo calcestruzzo VRD formula [4.1.13]

$d = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$

$k = 1 + (200 / (400 - 35))^{1/2} = 1.74$

Rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l = 5.09 / (30 \cdot 36.5) = 0.00424$

$V_{RD} = (0.18 \cdot 1.74 \cdot (100 \cdot 0.004648 \cdot 40 \cdot 83)^{1/3} / 1.5) \cdot 300 \cdot 365 = 56921 \text{ N}$

Resistenza a taglio trazione VRsd formula [4.1.18]

$\text{ctg}\theta = 2.15$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot 36.5 \cdot 0.126 \cdot 4500 / 1.15 \cdot 2.15 = 34795 \text{ daN}$

Resistenza a taglio compressione VRcd formula [4.1.19]

$$\alpha_c=1$$

$$\text{ctg}\theta=2.15$$

$$f_{cd}=0.5*0.83*0.85*400/1.5=94 \text{ daN/cm}^2$$

$$V_{Rcd}=0.9*30*36.5*1*94*2.15/(1+2.15^2)=35428 \text{ daN}$$

1.6.3 Verifiche di apertura delle fessure

Si controlla la sezione a filo appoggio sinistro della prima campata.

Verifica in combinazione rara

$$M=-455650 \text{ daN*cm}$$

$$\sigma_s=2713 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_e=15$$

$$A_s=5.09 \text{ cm}^2$$

$$x=10.16 \text{ cm}$$

$$2.5*(h-d)=2.5*(40-36.5)=8.75 \text{ cm}$$

$$(h-x)/3=(40-10.16)/3=9.94 \text{ cm}$$

$$H/2=40/2=20 \text{ cm}$$

$$H_{c,ef}=8.75 \text{ cm}$$

$$A_{c,ef}=8.75*30=262.5 \text{ cm}^2$$

$$p_{eff}=5.09/262.5=0.0193$$

$$k_f=0.6$$

$$f_{ctm}=10*0.3*(40*.83)^{2/3}=30.99 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s=2060000$$

$$\varepsilon_{sm}=(2713-.6*30.99/0.0193*(1+15*0.0193))/2060000=1470/2060000=0.000714 \text{ [C4.1.16]}$$

$$\varepsilon_{sm}=0.6*2713/2060000=0.000791$$

$$k_1=0.8$$

$$k_2=0.5$$

$$k_3=3.4$$

$$k_4=0.425$$

$$c=2.8 \text{ cm}$$

$$\Phi_{eq}=(2*1.4^2+1.6^2)/(2*1.4+1.6)=1.473 \text{ cm}$$

$$\Delta s_{max}=3.4*2.8+0.8*0.5*0.425*1.473/0.0193=22.5 \text{ cm}$$

$$w_d=0.000791*22.5=0.0178 \text{ cm}$$

Verifica in combinazione quasi permanente

$$M=-385438 \text{ daN*cm}$$

$$\sigma_s=2289 \text{ daN/cm}^2$$

si utilizzano i valori della verifica precedente

$$k_f=0.4$$

$$f_{ctm}=10*0.3*(40*.83)^{2/3}=30.99 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm}=(2289-.4*30.99/0.0193*(1+15*0.0193))/2060000=1460.8/2060000=0.000709 \text{ [C4.1.16]}$$

$$\varepsilon_{sm}=0.6*2289/2060000=0.000667$$

$$w_d=0.000709*22.5=0.0160 \text{ cm}$$

1.7 CONTROLLO DELLA APPLICAZIONE DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Si analizza la prima campata ed in particolare la sezione posta a 142.7 cm dall'asse dell'appoggio sinistro.

I momenti resistenti a filo dei pilastri sono:

$$M_{sx} = -690396 \text{ daN*cm}$$

$$M_{sx+} = 630021 \text{ daN*cm}$$

$$M_{dx} = -949782 \text{ daN*cm}$$

$$M_{dx+} = 629957 \text{ daN*cm}$$

Il carico gravitazionale nelle combinazioni sismiche è dato da:

$$\text{peso proprio della trave } p_p=.3*.4*2500/100=3 \text{ daN/m}$$

$$\text{condizione pesi strutturali } G_1=9 \text{ daN/cm}$$

$$\text{condizione permanenti portati } G_2=9 \text{ daN/cm}$$

$$\text{condizione variabili } 6*.3=1.8 \text{ daN/cm}$$

$$q=3+9+9+1.8=22.8 \text{ daN/cm}$$

Essendo la luce di 535 cm il taglio gravitazionale è dato da:

$$T_g=(535/2-142.7)*22.8=2845 \text{ daN}$$

I tagli dovuti ai momenti resistenti sono:

$Tr+ = 1.1 \cdot (629957 + 690396) / 505 = 2876 \text{ daN}$
 $Tr- = -1.1 \cdot (630021 + 949782) / 505 = -3441 \text{ daN}$
 I tagli da gerarchia sono quindi:
 $Tger+ = 2845 + 2876 = 5721 \text{ daN}$
 $Tger- = 2845 - 3441 = -596 \text{ daN}$

1.8 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad		Analitico	Scarto
Verifica di resistenza	-690201 daN*cm	-690500 daN*cm	0.02%	
sigmaC rara	69.7 daN/cm ²	69.6	daN/cm ²	0.14%
sigmaF rara	2710 daN/cm ²	2705 daN/cm ²	0.18 %	
sigmaC quasi perm.	58.9 daN/cm ²	58.9 daN/cm ²	0 %	
VRd	5690 daN	5692.1 daN	0.03%	
VRsd	34692 daN	34795 daN	0.03%	
VRcd	35410 daN	35428 daN	0.05%	
Tger+	5722 daN	5721 daN	0.02%	
Tger-	-595 daN	-596 daN	0.17%	
Wd rara	0.0178 cm	0.0178 cm	0%	
Wd quasi permanente	0.016 cm	0.016 cm	0%	

2 Verifica di trave in c.a. soggetta a sforzo triassiale (flessione deviata, torsione e taglio)

Si sviluppano ora i calcoli per la verifica secondo il DM 17-01-2018 di una trave a sbalzo soggetta a sforzo triassiale.

2.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

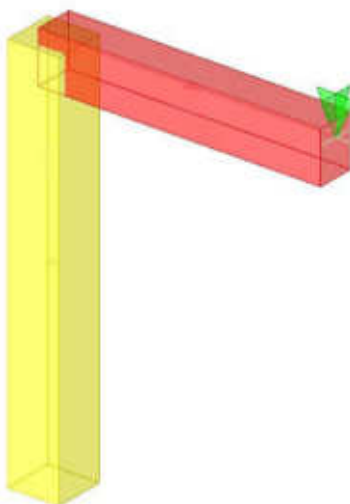
Con il seguente esempio ci si prefigge di controllare la Verifica 3D effettuata dal programma per travi in c.a.

2.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è "*Esempio verifiche 3d 2018*" presente nella cartella "*\\Documenti\\Concrete\\Sismicad 12.14\\Esempi\\Casi validazione\\2 - CA*" del profilo utente. Si utilizza anche il file di presflesse *sezione esempio verifiche 3d.flx*.

2.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

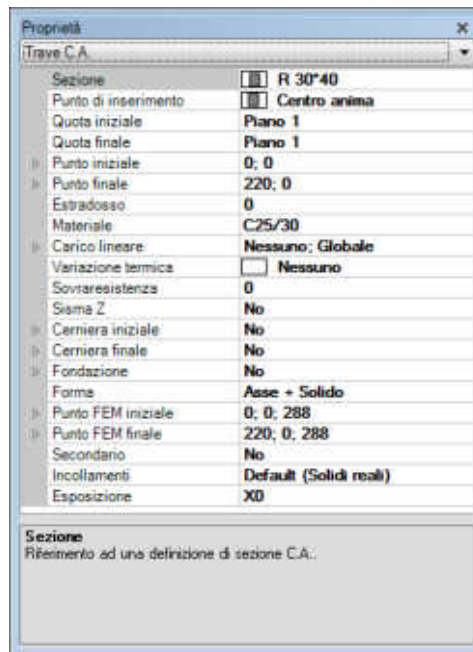
La rappresentazione della struttura generata con *Sismicad* è riportata nella figura sottostante.



Nei seguenti paragrafi verranno specificate le caratteristiche del modello numerico con cui simuleremo la mensola.

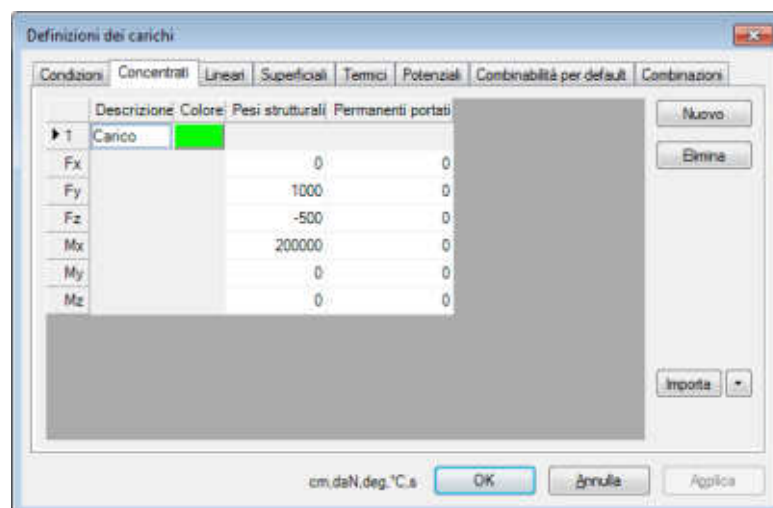
2.3.1 Caratteristiche elemento oggetto della verifica

Di seguito vengono riportate le proprietà dell'elemento trave in esame.



2.3.2 Analisi dei carichi

E' stato assegnato all'estremità libera della trave un carico concentrato i cui valori delle azioni applicate sono illustrate di seguito (a titolo esemplificativo si considerano come pesi strutturali).



Il peso specifico del materiale associato agli elementi strutturali è $\gamma = 0,0025 \text{ daN/cm}^3$.

2.3.3 Combinazioni dell'analisi

I dati relativi alle combinazioni utilizzate nel seguente esempio sono riportate nelle tabelle seguenti:

Famiglia "SLU"

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Delta T
1	1,3	1,5	0

Famiglie "SLE rara" "SLE frequente" "SLE quasi permanente"

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Delta T
1	1,0	1,0	0

2.4 VERIFICHE 3D

Le verifiche 3D per travi in c.a. vengono effettuate se richieste nelle Opzioni verifica travate C.A..

Opzioni verifica travate C.A.

Proposta Verifica Armatura longitudinale Staffe Dxf Relazione

Moltiplicatore del momento di incastro perfetto per momento minimo in campata: 1.50

Incidenza per segnalazione: daN/m² 100

Controllo alle sezioni a T: ☐

Diagramma momento flettente sopra appoggi: Parabolico

Tolleranza di posa: cm 1.0

Disegna mensole senza modellazione FEM (default): ☐

Combinazione applicazione rinforzi FRP a flessione: Nessuno

Ea/Ec per stati limite di esercizio (tranne deformabilità): Reale rapporto tra i moduli

φ viscosità: 2.00

Circolare SF: ☒

acc: 0.85

Inclinazione variabile del traliccio di Morah: ☐

Tipo di verifica: Standard + 3D con torsione

Verifica portanza travi di fondazione: ☒

Verifica a scorrimento travi di fondazione: ☐

Controllo diametro barre longitudinali nei nodi: ☐

Resistenza a taglio esistenti come somma VRd+VRsd secondo NTC08 C8.7.2.5: ☐

Verifiche a flessione su appoggi obbligatorie: ☐

Verifiche di trave su parete obbligatorie: ☐

Verifiche di compatibilità geometrica tridimensionale armature obbligatorie: ☒

Verifiche funzionamento trasversale suola di fondazione entro appoggi obbligatorie: ☒

Duttilità di curvatura anche per sezioni confinate: ☒

Predefiniti

cm, daN, deg, °C, s OK Annulla

La sezione di verifica scelta ai fini della validazione è posta a $102,6 \text{ cm}$ dall'asse dell'appoggio sinistro della trave.

Sollecitazioni di progetto nella sezione:

In SLU:

$$M_t = 1.3 \cdot 200000 = 260000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

In SLE:

$$M_t = 200000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La distanza del baricentro delle armature dai bordi è di 3.9 cm .

Per considerare la traslazione di $(40 - 3.9) \cdot 5 \cdot 9 = 16.2 \text{ cm}$ il momento flettente M_x si valuta nella sezione posta a distanza di $220 - 102.6 + 16.2 = 133.6 \text{ cm}$ dalla punta della mensola.

In SLU:

$$M_x = 1.3 \cdot (-500 \cdot 133.6 - 3 \cdot 133.6^2 \cdot 5) = -121645 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad -121793)}$$

In SLE:

$$M_x = -500 \cdot 133.6 - 3 \cdot 133.6^2 \cdot 5 = -93573 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad -93690)}$$

Per considerare la traslazione di $(30 - 3.9) \cdot 5 \cdot 9 = 11.7 \text{ cm}$ il momento flettente M_y si valuta nella sezione posta a distanza di $220 - 102.6 + 11.7 = 129.1 \text{ cm}$ dalla punta della mensola.

In SLU:

$$M_y = 1.3 \cdot 1000 \cdot 129.1 = 167830 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad 167977)}$$

In SLE:

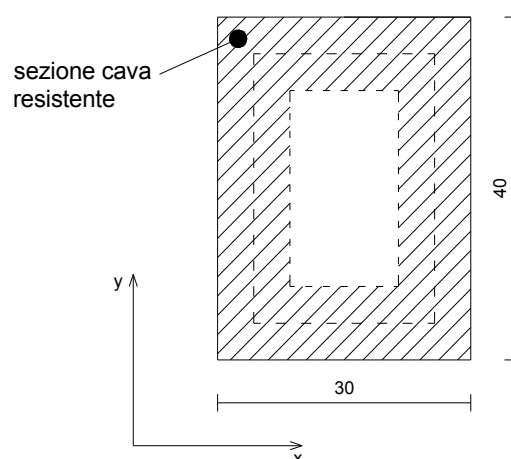
$$M_y = 1000 \cdot 129.1 = 129100 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad 129213)}$$

$$T_x = -1.3 \cdot 1000 = -1300 \text{ daN}$$

$$T_y = 1.3 \cdot [500 + 3 \cdot (220 - 102.6)] = 1107.6 \text{ daN}$$

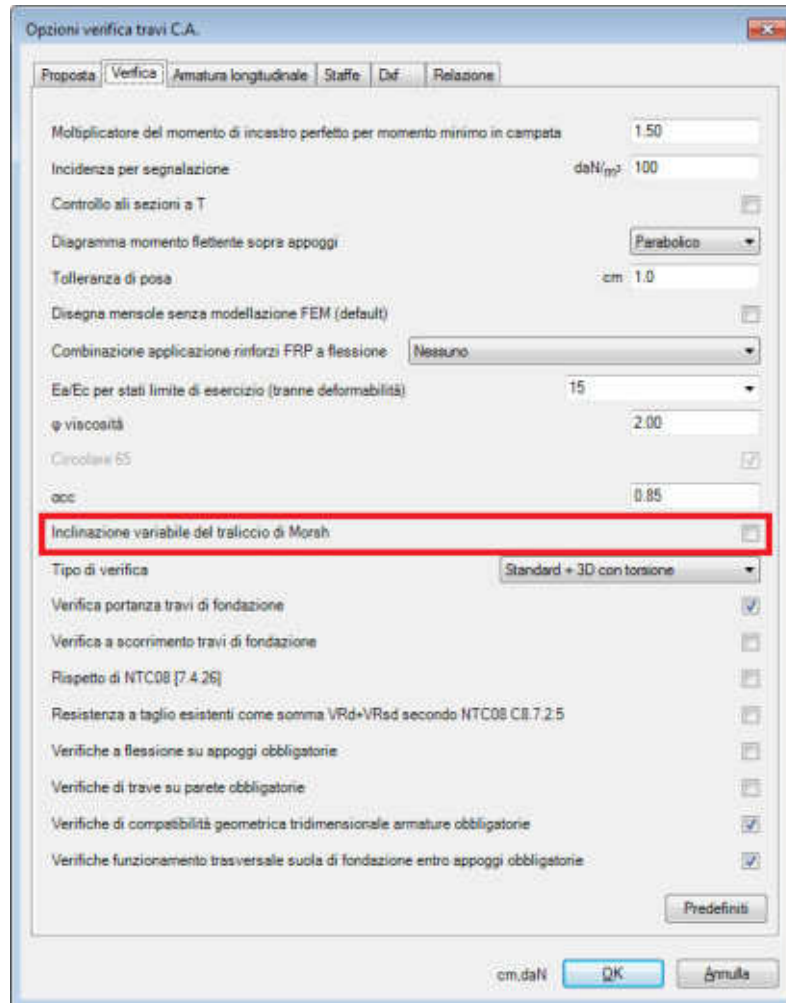
La trave è stata armata con delle barre di acciaio del tipo B450C con $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$. Per quanto riguarda le barre longitudinali vengono disposte 2Ø14 sia sul bordo superiore che su quello inferiore per l'intera lunghezza della trave e 2Ø14 aggiuntive sul bordo superiore in prossimità dell'estremo incastrato mentre trasversalmente sono state disposte staffe a due bracci Ø12/20. Inoltre vengono aggiunte in automatico da Sismicad 2Ø10 (su entrambi i lati) di parete avendo considerato le opzioni di verifica di seguito illustrate

Per elementi soggetti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.



Le verifiche verranno condotte assumendo l'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio pari a 45° (dato che al paragrafo 4.1.2.3.6 viene specificato di considerare un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione).

La scelta di non considerare la inclinazione variabile del traliccio di Moersh è riportata nella immagine.



2.4.1 Verifica delle bielle compresse taglio + torsione

Per non eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo deve essere soddisfatta la seguente condizione (formula 4.1.40)

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{edx}}{V_{Rcdx}} + \frac{V_{edy}}{V_{Rcdy}} \leq 1$$

La resistenza delle bielle compresse di una membratura soggetta a torsione si calcola come segue (formula 4.1.35)

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

dove nel caso specifico:

t è lo spessore della sezione cava, che per sezioni piene risulta $t = A_c/u$ e comunque deve essere assunta ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale

A_c è l'area della sezione $\longrightarrow A_c = B \cdot H = 30 \cdot 40 = 1200 \text{ cm}^2$

u è il perimetro della sezione $\longrightarrow u = 2 \cdot (B + H) = 2 \cdot (30 + 40) = 140 \text{ cm}$

distanza dal bordo dell'armatura long. $c = copr. + \phi_{staffe} + \frac{\phi_{long.}}{2} = 2 + 1,2 + 1,4/2 = 3,9 \text{ cm}$

$$\text{da cui } t = \max\left(\frac{1200}{140}; 2 \cdot 3,9\right) = 8,571 \text{ cm}$$

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico →

$$A = (B - t) \cdot (H - t) = (30 - 8,571) \cdot (40 - 8,571) = 673,469 \text{ cm}^2$$

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 141,1 = 70,55 \text{ daN/cm}^2$

$$\text{ctg } 45^\circ = 1$$

$$\text{da cui } T_{Rcd} = 2 \cdot 673,469 \cdot 8,571 \cdot 70,55 \cdot \frac{1}{(1+1)} = 407256,56 \text{ daNcm}$$

La resistenza a "taglio compressione" si calcola come segue (formula 4.1.28)

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

dove

d è l'altezza utile della sezione

b_w è la larghezza minima della sezione

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave che è pari a 90°

$$\text{ctg } 90^\circ = 0$$

quindi in direzione x (nel piano orizzontale)

$$d = B - c = 30 - 3,8 = 26,2 \text{ cm}$$

$$b_w = H = 40 \text{ cm}$$

$$V_{Rcdx} = 0,9 \cdot 26,2 \cdot 40 \cdot 1 \cdot 70,55 \cdot \frac{(0+1)}{(1+1)} = 33271,38 \text{ daN}$$

in direzione y

$$d = H - c = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm}$$

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

$$V_{Rcdy} = 0,9 \cdot 36,5 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 70,55 \cdot \frac{(0+1)}{(1+1)} = 34763,51 \text{ daN}$$

In definitiva

$$\frac{260000}{407256,56} + \frac{1300}{33271,38} + \frac{1107,6}{34763,51} = 0,71 \leq 1$$

2.4.2 Area di staffe richiesta per verifica a torsione

La verifica delle staffe può effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio. Le verifiche a taglio sono condotte riducendo le armature trasversali della quantità necessaria per la verifica a torsione.

La resistenza a torsione delle staffe che fanno parte dello schema resistente a traliccio si calcola come segue (formula 4.1.36)

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg} \theta$$

dove

A_s è l'area delle staffe

s è il passo delle staffe

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = \frac{4500}{1,15} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

Ponendo la resistenza pari alla sollecitazione torcente M_t si determina l'area necessaria a soddisfare la verifica a torsione A_s/s

$$A_s/s = 260000 / (2 \cdot 673.47 \cdot 3913 \cdot 1) = 0.04933 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Essendo presente una area di staffe pari a $0.0565 \text{ cm}^2/\text{cm}$ la formula [4.1.36] risulta soddisfatta.

2.4.3 Area di barre longitudinali richiesta per verifica a torsione

La resistenza a torsione dell'armatura longitudinale che fa parte dello schema resistente a traliccio si calcola come segue (formula 4.1.29)

$$T_{Rtd} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg} \theta$$

dove

u_m è il perimetro medio del nucleo resistente $\longrightarrow$

$$u_m = 2 \cdot (B + H - 2 \cdot t) = 2 \cdot (30 + 40 - 2 \cdot 8,571) = 105,714 \text{ cm}$$

$\sum A_l$ è l'area complessiva delle barre longitudinali

Ponendo la resistenza pari alla sollecitazione torcente M_t si determina l'area necessaria a soddisfare la verifica a torsione $\sum A_l$

$$\sum A_l = \frac{260000 \cdot 105,714 \cdot 1}{2 \cdot 673,47 \cdot 3913} = 5,215 \text{ cm}^2$$

Che viene così suddivisa:

Barre superiori:

area richiesta per torsione 1.12 cm^2

area presente 3.08 cm^2 ($2\Phi 14$)

area residua per pressoflessione 1.96 cm^2 ($2 \Phi_e 11.2$)

Barre inferiori:

area richiesta per torsione 1.12 cm^2

area presente 3.08 cm^2 ($2\Phi 14$)

area residua per pressoflessione 1.96 cm^2 ($2 \Phi_e 11.2$)

Barre laterali

area richiesta per torsione 2.97 cm^2

area presente 3.14 cm^2 ($4\Phi 10$)

area residua per pressoflessione 0.17 cm^2 ($2 \Phi_e 2.3$)

La formula [4.1.37] risulta soddisfatta

2.4.4 Verifica a taglio trazione

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola si calcola come segue (formula 4.1.27)

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

comunque non inferiore a quella per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (formula 4.1.23)

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

dove

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

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

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

d, b_w devono essere espressi in mm

$$A_{sl} = 196 \text{ mm}^2$$

In direzione x (nel piano orizzontale)

$$A_s/s_{utile}=2.26/20-0.04933=0.0637 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd,x}=0.9 \cdot 26.1 \cdot 0.0637 \cdot 3913=5855 \text{ daN}$$

$$k_x = 1 + (200/261)^{1/2} = 1,875$$

$$v_{min,x} = 0,035 \cdot 1,875^{3/2} \cdot (0,83 \cdot 30)^{1/2} = 0,4485 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{1,x} = 0.17/(400 \cdot 261) = 0,00$$

$$V_{Rd,x}=0.4485 \cdot 400 \cdot 26.1=4682 \text{ daN}$$

In direzione y

$$A_s/s_{utile}=2.26/20-0.04933=0.0637 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd,y}=0.9 \cdot 36.1 \cdot 0.0637 \cdot 3913=8098 \text{ daN}$$

$$k_y = 1 + (200/361)^{1/2} = 1,744$$

$$v_{min,y} = 0,035 \cdot 1,744^{3/2} \cdot (0,83 \cdot 30)^{1/2} = 0,4024 \text{ daN/cm}^2$$

$$\rho_{1,y} = 196/(300 \cdot 361) = 0,0018 \text{ (a vantaggio di sicurezza si considera nullo)}$$

$$V_{Rd,y}=0.4024 \cdot 300 \cdot 36.1=4358 \text{ daN}$$

2.4.5 Verifica a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione sono condotte riducendo le armature longitudinali della quantità necessaria per la verifica a torsione.

Nel caso in cui viene soddisfatta la condizione di sicurezza secondo EC2 6.3.2(5) per sezioni compatte di forma approssimativamente rettangolare

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1$$

dove

$T_{Rd,c}$ è il valore del momento torcente di fessurazione calcolato imponendo, nella formula di Bredt

$$\tau \cdot t = \frac{T_{ed}}{2 \cdot A_k}, \quad \tau = f_{ctd} \text{ con } A_k \text{ l'area racchiusa entro la linea media;}$$

$V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio in assenza di armature trasversali resistenti a taglio.

la sezione non risulta fessurata. Di conseguenza non è necessaria armatura specifica a taglio e torsione e quindi non è necessario ridurre le armature longitudinali per soddisfare la verifica a "torsione trazione".

In particolare nel caso in esame

$$\tau = f_{ctd} = \frac{f_{ctd}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1,5 = 0,7 \cdot 0,30 \cdot 10 \cdot (0,83 \cdot 30)^{2/3} / 1,5 = 11,94 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot t \cdot f_{ctd} = 2 \cdot 673,47 \cdot 8,57 \cdot 11,94 = 137825,21 \text{ daNcm}$$

$$V_{Rd,cx} = 4682,75 \text{ daN}$$

$$V_{Rd,cy} = 4357,49 \text{ daN}$$

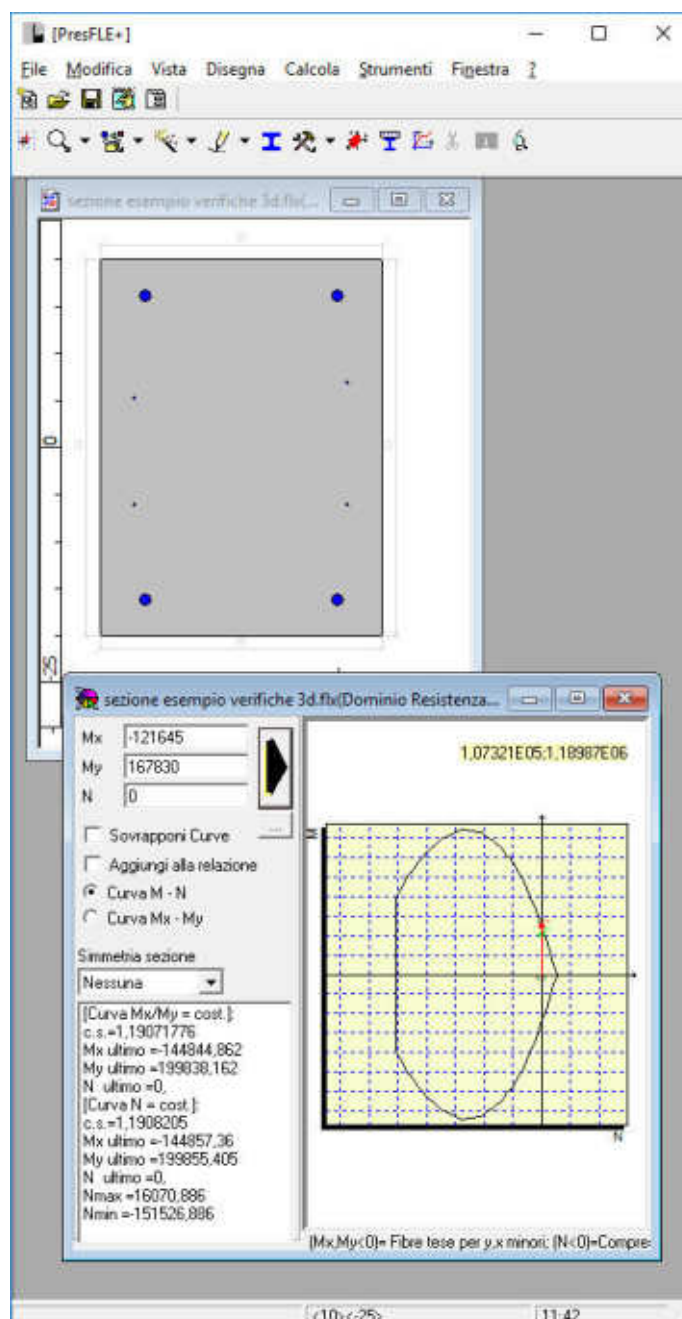
Per cui si ottiene

$$\frac{260000}{137825,21} + \frac{1300}{4682,75} + \frac{1107,6}{4357,49} = 2,42$$

Quindi non essendo verificata la condizione di sicurezza secondo EC2 6.3.2(5) le armature vanno ridotte come indicato nel paragrafo *Area di barre longitudinali richiesta per verifica a torsione*.

Verifica di resistenza

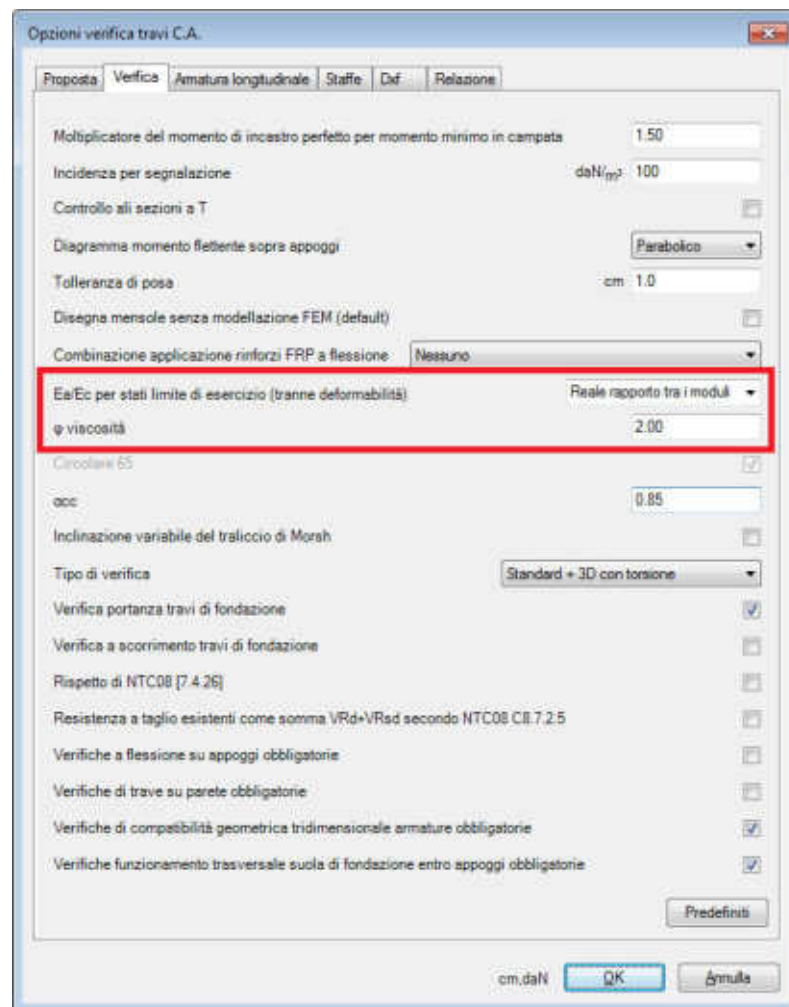
Di seguito si riporta il calcolo eseguito con il programma PresFLE ponendosi nelle medesime condizioni; il file presfle è *sezione esempio verifiche 3d.flx*.



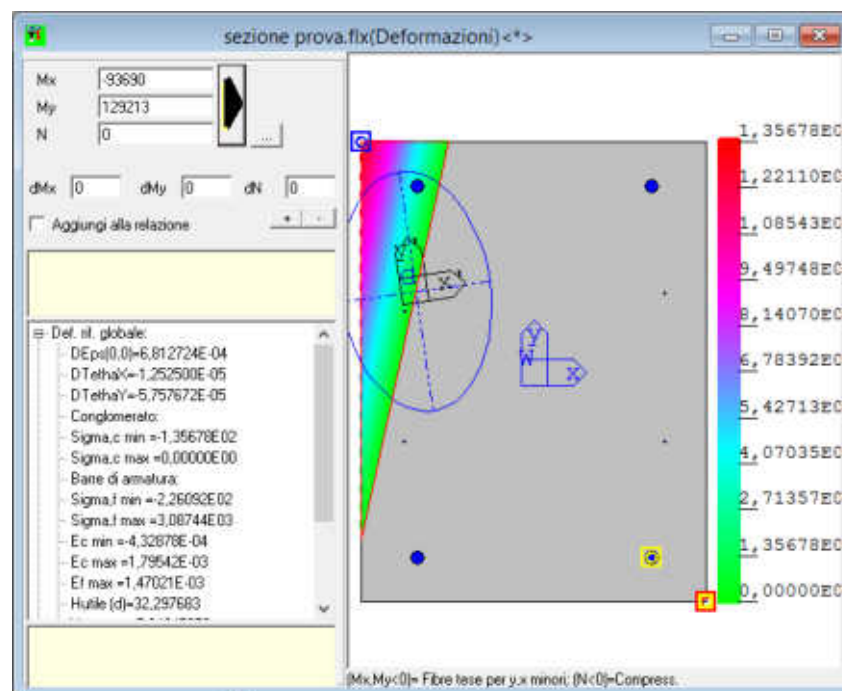
Verifica delle tensioni in esercizio

Di seguito si riporta il calcolo eseguito con il programma PresFLE ponendosi nelle medesime condizioni.

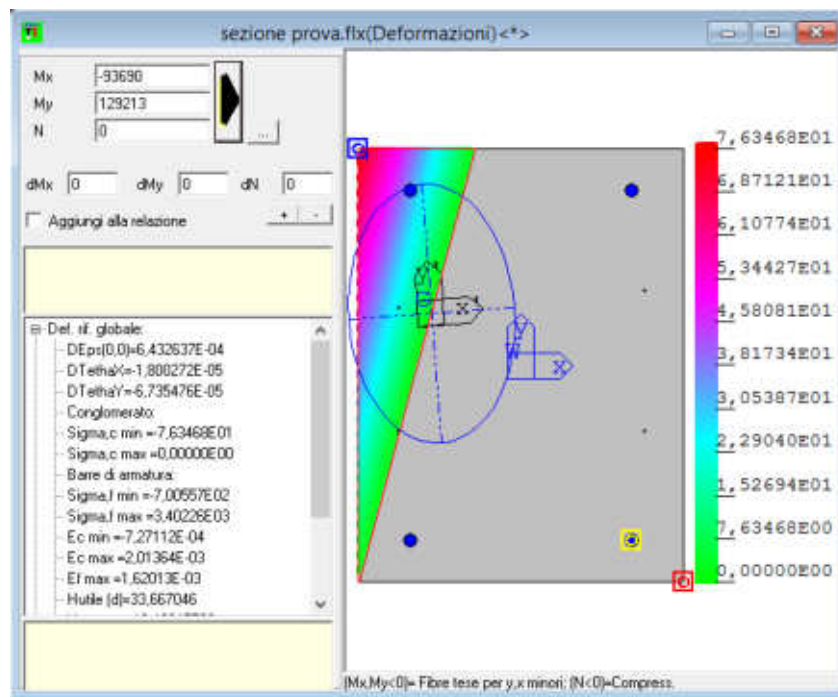
Come risulta dal dialogo sottostante si è richiesto di verificare le tensioni con il reale rapporto dei moduli. Quindi per la combinazione rara si è adottato $n = E_a/E_c = 2100000/314471 = 6.7$ mentre per la combinazione quasi permanente per tener in conto della viscosità si è adottato un modulo elastico longitudinale ridotto di $1 + \Phi$. Essendo $\Phi = 2$ (vedi dialogo sottostante) risulta $n = E_a/E_c = 2100000/104824 = 20$.



Verifica in combinazione rara si con rapporto dei moduli $E_a/E_c=2100000/314471=6.7$



Verifica in combinazione quasi permanente con rapporto dei moduli $n=E_a/E_c=2100000/104824=20$.



2.4.6 Relazione di calcolo

Verifiche delle campate per le 6 componenti della sollecitazione

Si è conservata la sola parte di relazione di interesse

Campata 1 tra i fili 1 - 2, sezione R 30°40, asta 2

Verifiche a pressoflessione

Coordinate dei vertici del poligono della sezione

x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
-15	-20	15	-20	15	20	-15	20																

Elenco armature longitudinali efficaci in combinazioni non sismiche

Sezione ad ascissa locale 103

Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y
0.23	-	-	0.23	11.3	-	0.23	-	5.13	0.23	11.3	5.13	1.12	-	16.1	1.12	10.2	16.1	1.12	-	16.1	1.12	10.2	-
	11.3	6.13			6.13		11.3						10.2										16.1

Verifiche di resistenza in combinazioni non sismiche

x	Mxela	Mxdes	Myela	Mydes	N	Coeff.s.	Comb.	Verifica
103	-103113	-121797	152533	167977	0	1.21	SLU	1

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara										Quasi permanente										Verifica
	Mxela	Mxdes	Myela	Mydes	N	σc	σclim	σf	σflim	Comb.	Mxela	Mxdes	Myela	Mydes	N	σc	σclim	σFRP	σFRPlim	Comb.	
103	-79317	93690	117333	129213	0	137.7	149.4	3098.5	3600	1	-79317	93690	117333	129213	0	77.3	112.1			1	Si

Verifiche a taglio e torsione

Verifica a taglio in direzione verticale in combinazioni non sismiche

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
103	0.064	3.08	0	1108	SLU 1	1108	4357	34383	8107	8107	1	Si

Verifica a taglio in direzione orizzontale in combinazioni non sismiche

x	A st	A sl	A sag	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	V	Comb.	Verifica
103	0.064	0	0	3486	32763	5794	5794	1	-1300	SLU	

Verifica a torsione in combinazioni non sismiche

x	A st	A I	TRsd	TRld	TRcd	TRd	cotgθ	TEd	Comb.	EC2(6.31)	Verifica
103	0.0493	5.21	260000	260000	407257	260000	1	260000	SLU 1	No	Si

Verifica delle bielle compresse in combinazioni non sismiche con torsione NTC18[4.1.40]

x	TEd	TRcd	VEd	VRcd	VEdFP	VRcdFP	cotgθ	Comb.	Coeff.	Verifica
103	260000	407257	1108	34383	-1300	32763	1	SLU		

2.5 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad		Analitico
Inverso del coefficiente di sicurezza per verifica bielle compresse	0,71	0.71	0%

Resistenza a taglio in direzione orizzontale	5794	5855	1%
Resistenza a taglio in direzione verticale	8107	8098	0,01%
Coefficiente di sicurezza per verifica a pressoflessione deviata	1,21	1,19	1.6%
Tensione massima di compressione del calcestruzzo in SLE rara	-137.7	-135.7	1.4%
Tensione massima di trazione dell'acciaio in SLE rara	3098	3087	0.3%
Tensione massima di compressione del calcestruzzo in SLE quasi permanente	-77.3	-77.3	0%

3 Verifica delle deformate di trave

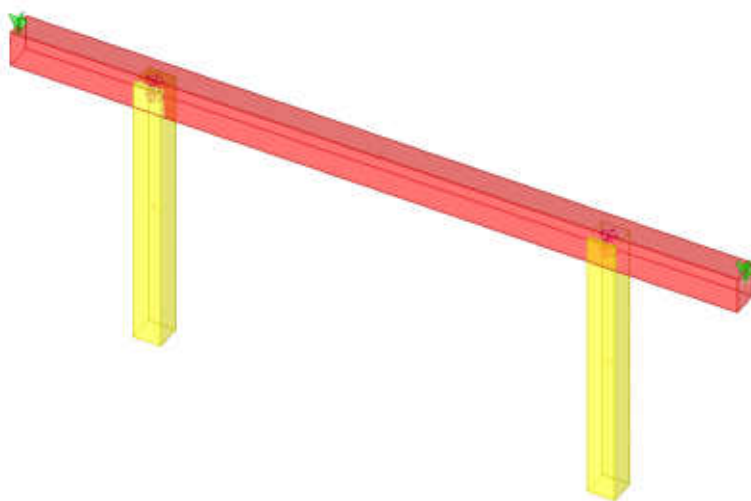
3.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera per la valutazione delle deformate delle travi ai fini delle verifiche prescritte dal D.M. 14.01.2018, e in particolare dalla circolare 617/C.S.LL.PP al punto C4.1.2.2.2.

3.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Deformate travi NTC18* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

3.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



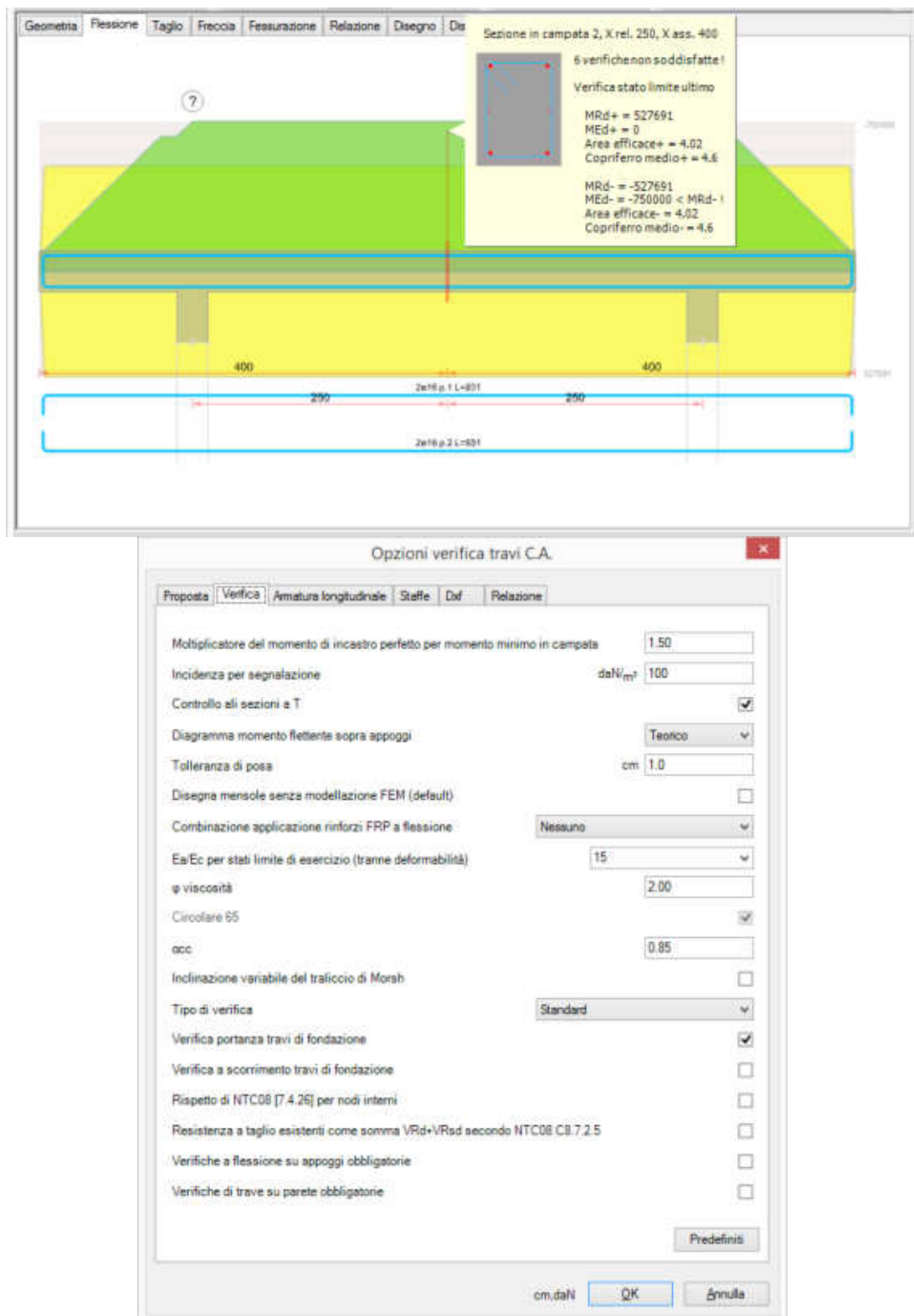
La trave di sezione 30*40cm è costituita da un calcestruzzo C25/30 senza peso di modulo elastico longitudinale $E_c=31447.1$ Mpa.

E' caricata da due carichi concentrati di 50 kN applicati alle estremità delle mensole.

E' prevista una armatura longitudinale 2 $\square$ 16 superiori ed inferiori per la intera lunghezza B450C di modulo elastico longitudinale $E_s=210000$ Mpa.

Per valutare l'effetto dei carichi di lunga durata si adotta un coefficiente di viscosità $\phi=2$.

I pilastri sono incernierati alle estremità superiori nelle quali è stato collocato anche un vincolo alla traslazione verticale. Le mensole hanno luce 150 cm, la campata ha luce 500 cm.



3.4 MODALITÀ DI VALUTAZIONE DELLE FRECCHE

La valutazione delle frecce delle campate è effettuata con riferimento alla congiungente gli appoggi; nelle mensole è effettuata con riferimento alla quota dell'appoggio.

Le frecce sono valutate in due modalità:

- sezione interamente reagente di solo calcestruzzo: i valori vengono desunti dalla soluzione.
- sezione ideale omogeneizzata: le valutazioni numeriche vengono svolte separatamente per le singole campate o mensole in applicazione del teorema di Mohr. Ogni campata o mensola è

divisa in 30 conci di uguali dimensioni per ciascuno dei quali viene valutata la curvatura. Questa viene utilizzata come carico fittizio della trave ausiliaria per determinare il momento flettente (linea elastica) o il taglio (rotazione delle sezioni).

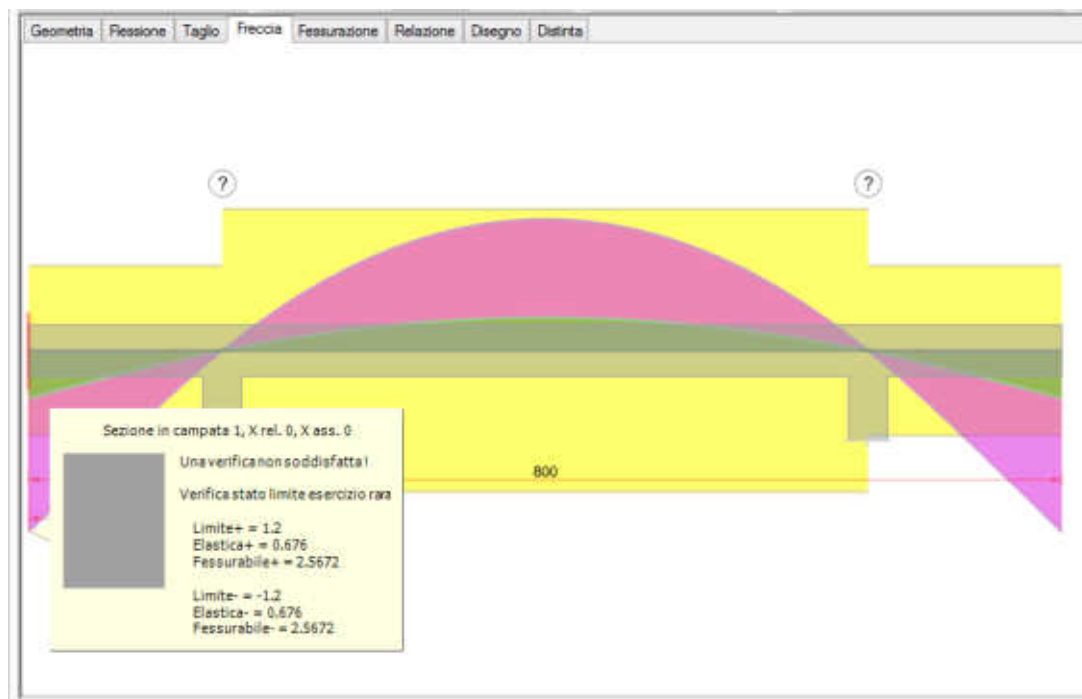
3.4.1 Modalità con sezione ideale omonegeizzata

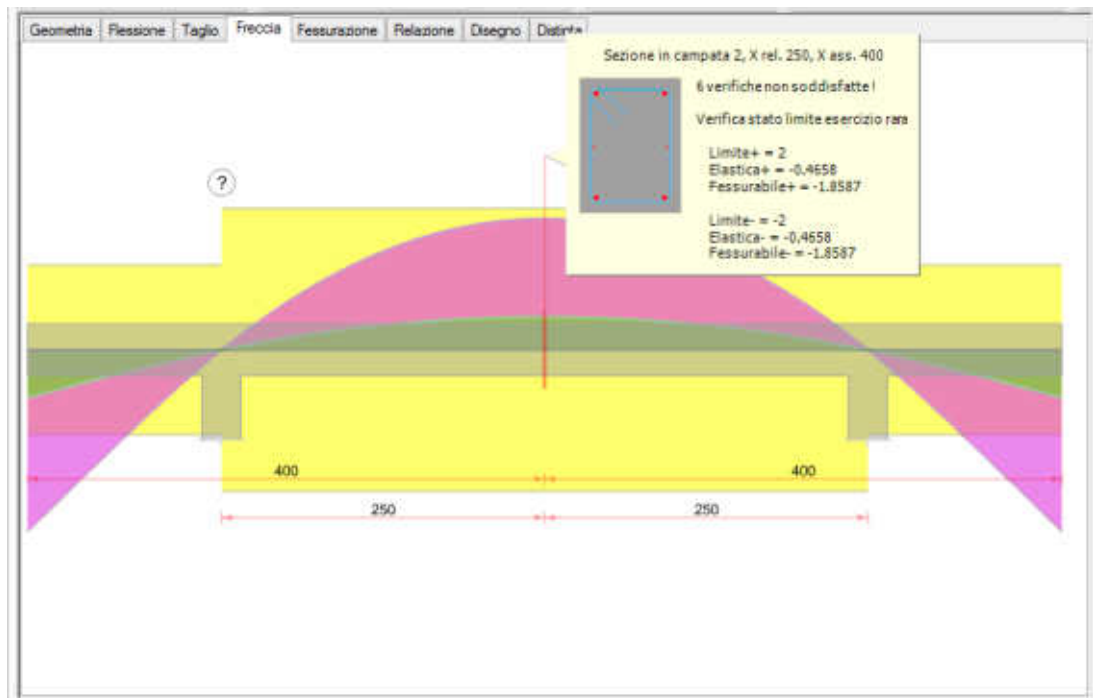
La modalità prevede l'impiego del reale rapporto dei moduli per la determinazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni. Una sezione è considerata fessurata se in combinazione rara è superata la resistenza media a trazione del calcestruzzo. In questa ipotesi si adottano le formule [C4.1.11] e [C4.1.12] per la valutazione dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure. Si assume $\beta = 1$ per le combinazioni rare e frequenti; $\beta = 0.5$ per la combinazione quasi permanente. In combinazione quasi permanente il modulo elastico del calcestruzzo è assunto pari a:

$$E_{c,eff} = E_c / (1 + \varphi)$$

3.5 ESAME DEI RISULTATI

3.5.1 Combinazione rara





Mezzeria della campata a sezione interamente reagente

Inerzia della sezione $J=40^3 \cdot 30 / 12 = 160000 \text{ cm}^4$

$F = -Ml^2 / (8EJ)$

$F = -750000 \cdot 500^2 / (8 \cdot 314471 \cdot 160000) = 0.461 \text{ cm}$

Punta della mensola a sezione interamente reagente

Inerzia della sezione $J=40^3 \cdot 30 / 12 = 160000 \text{ cm}^4$

Rotazione della sezione di appoggio $Rot = Ml / (2EJ)$

$M = 5000 \cdot 150 = 750000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

$Rot = 750000 \cdot 500 / (2 \cdot 314471 \cdot 160000) = 0.0037265 \text{ rad}$

Freccia della punta della mensola pensata incastrata alla estremità $Fi = Pl^3 / (3EJ)$

$Fi = 5000 \cdot 150^3 / (3 \cdot 314471 \cdot 160000) = 0.1118 \text{ cm}$

$F = 0.0037265 \cdot 150 + 0.1118 = 0.671 \text{ cm}$

Caratteristiche inerziali della sezione omogeneizzata

$Es/Eec = 6.68$

$H = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $As = Ai = 4.02 \text{ cm}^2$, $cs = ci = 4.6 \text{ cm}$

Sezione interamente reagente

$J_{reagente} = 160000 + 2 \cdot 4.02 \cdot 6.68 \cdot (20 - 4.6)^2 = 172732 \text{ cm}^4$

$W = 172732 / 20 = 8637 \text{ cm}^3$

$f_{ctm} = 25.58 \text{ daN/cm}^2$

Momento che produce la fessurazione $M_{fess} = 8637 \cdot 25.58 = 220930 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

Sezione interamente fessurata

Distanza asse neutro bordo compresso $x = 6.86 \text{ cm}$

$S = 6.86^2 \cdot 30 \cdot 0.5 + 4.02 \cdot 6.68 \cdot (6.86 - 4.6) - 4.02 \cdot 6.68 \cdot (40 - 6.68 - 4.6) = 706 + 60.7 - 771 = \sim 0$

$J_{fessurata} = 6.86^3 \cdot 30 / 3 + (4.02 \cdot 6.68) \cdot [(6.86 - 4.6)^2 + (40 - 6.68 - 4.6)^2] = 3228 + 26.854 \cdot [0.33 + 824.8] = 25387 \text{ cm}^4$

Mezzeria della campata a sezione fessurata

$\beta = M_{fess} / M = 220930 / 750000 = 0.295$

$c = 1$

$\zeta = 1 - c \cdot \beta^2 = 0.913$

Inerzia della sezione $J = 0.913 \cdot 25387 + (1 - 0.913) \cdot 172732 = 38197 \text{ cm}^4$

$F = -Ml^2 / (8EJ)$

$F = -750000 \cdot 500^2 / (8 \cdot 314471 \cdot 38197) = -1.951 \text{ cm}$

Punta della mensola a sezione fessurata

Inerzia della sezione in campata $J = 38197 \text{ cm}^4$

Rotazione della sezione di appoggio $Rot = Ml / (2EJ)$

$M = 5000 \cdot 150 = 750000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

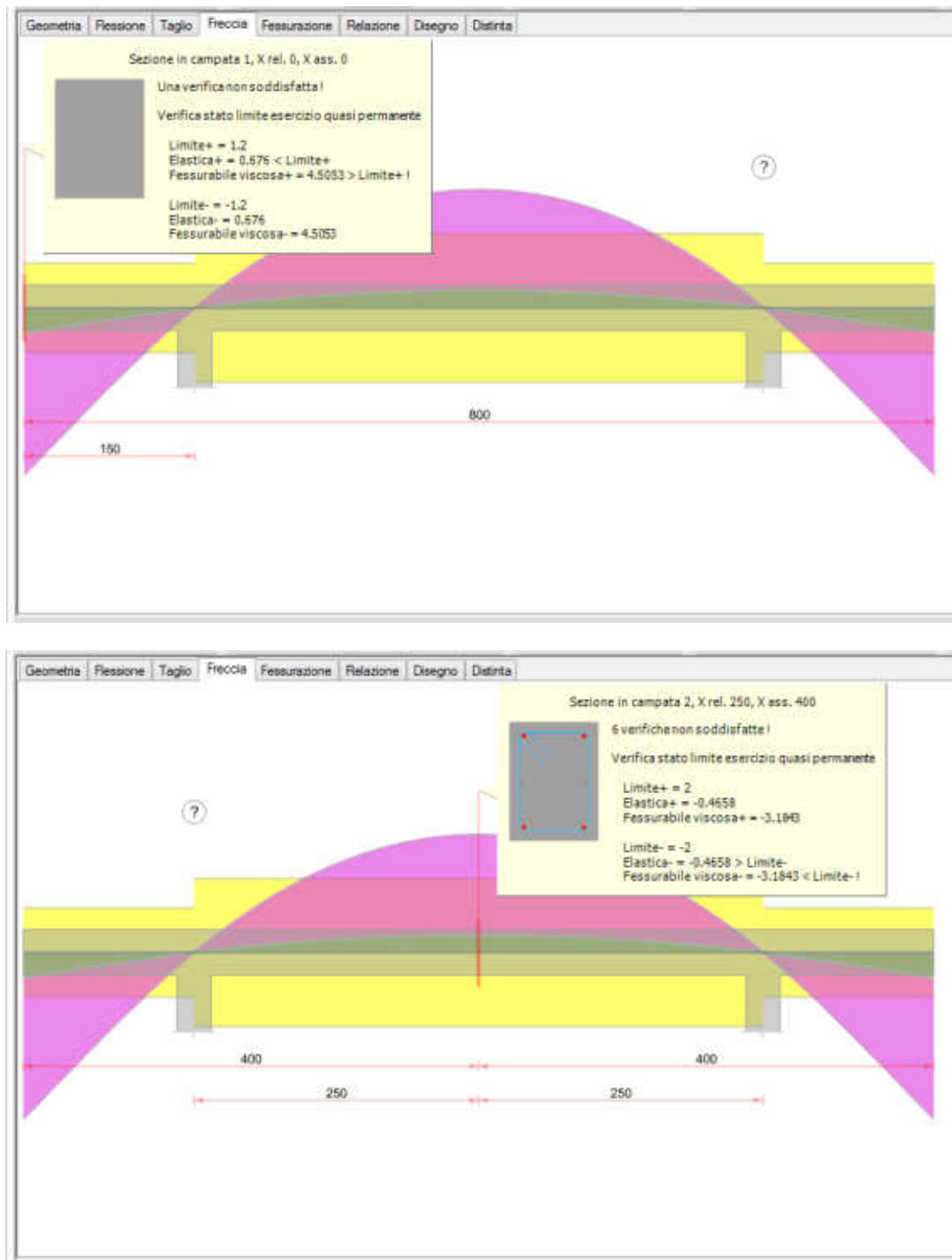
$Rot = 750000 \cdot 500 / (2 \cdot 314471 \cdot 38197) = 0.0156 \text{ rad}$

La inerzia delle sezioni della mensola viene assunta per semplicità pari alla media dei valori estremi:

$J_{mensola} = (38197 + 172732) \cdot 0.5 = 105464$

Freccia della punta della mensola pensata incastrata alla estremità $F_i = \frac{\pi^3}{3(3EJ)}$
 $F_i = 5000 \cdot 150^3 / (3 \cdot 314471 \cdot 105464) = 0.1696 \text{ cm}$
 $F = 0.0156 \cdot 150 + 0.1696 = 2.51 \text{ cm}$

3.5.2 Combinazione Quasi permanente



In assenza di carichi variabili le deformazioni a sezione interamente reagente sono le medesime della combinazione rara.

$$E_{c,eff} = E_c / (1 + \phi) = 314471 / (1 + 2) = 104824 \text{ daN/cm}^2$$

Caratteristiche inerziali della sezione omogeneizzata

$$E_s / E_{c,eff} = 20$$

$$H = 40 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad A_s = A_i = 4.02 \text{ cm}^2 \quad c_s = c_i = 4.6 \text{ cm}$$

Sezione interamente reagente

$$J_{reagente} = 160000 + 2 \cdot 4.02 \cdot 20 \cdot (20 - 4.6)^2 = 198135 \text{ cm}^4$$

$$W = 198135 / 20 = 9907 \text{ cm}^3$$

$$f_{ctm}=25.58 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione interamente fessurata

Distanza asse neutro bordo compresso $x=10.24 \text{ cm}$

$$J_{fessurata}=10.24^3 \cdot 30/3 + (4.02 \cdot 20) \cdot [(10.24-4.6)^2 + (40-10.24-4.6)^2] = 10737 + 80.4 \cdot [31.8 + 633] = 64187 \text{ cm}^4$$

Mezzeria della campata a sezione fessurata

$$\beta = M_{fess}/M = 220930 / 750000 = 0.295$$

$$c = 0.5$$

$$\zeta = 1 - c \cdot \beta^2 = 0.957$$

$$J = 0.957 \cdot 64187 + (1 - 0.957) \cdot 198135 = 70023 \text{ cm}^4$$

$$F = -M^2 / (8EJ)$$

$$F = -750000 \cdot 500^2 / (8 \cdot 104824 \cdot 70023) = -3.2 \text{ cm}$$

Punta della mensola a sezione fessurata

Inerzia della sezione in campata $J = 70023 \text{ cm}^4$

Rotazione della sezione di appoggio $\text{Rot} = M / (2EJ)$

$$M = 5000 \cdot 150 = 750000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Rot} = 750000 \cdot 500 / (2 \cdot 104824 \cdot 70023) = 0.0255 \text{ rad}$$

La inerzia delle sezioni della mensola viene assunta per semplicità pari alla media dei valori estremi come proposto da EC2 7.4.3 (7):

$$J_{\text{mensola}} = (70023 + 198135) \cdot 0.5 = 134079 \text{ cm}^4$$

Freccia della punta della mensola pensata incastrata alla estremità $F_i = \text{PI}^3 / (3EJ)$

$$F_i = 5000 \cdot 150^3 / (3 \cdot 104824 \cdot 134978) = 0.399 \text{ cm}$$

$$F = 0.0255 \cdot 150 + 0.399 = 4.224 \text{ cm}$$

3.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Frecce	Sismicad		Analitico
Campata solo cls	-0.466	-0.461	1 %
Campata sez. omogeneizzata comb. Rara (istantanea)	-1.859	-1.951	4.9
Campata sez. omogeneizzata comb. Quasi permanente (viscosità esaurita)	-3.185	-3.2	0.3
Punta mensola solo cls	0.676	0.671	0.7 %
Punta mensola sez. omogeneizzata comb. Rara (istantanea)	2.567	2.51	2.2%
Punta mensola sez. omogeneizzata comb. Quasi permanente (viscosità esaurita)	4.505	4.224	6.2%

Scarto

Le differenze riscontrate nella freccia delle mensole a sezione omogeneizzata sono dovute alla semplificazione nella valutazione analitica della inerzia della sezione fessurata.

4 Esempio di gerarchia delle resistenze trave e pilastro in c.a. in classe di duttilità A e B

4.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

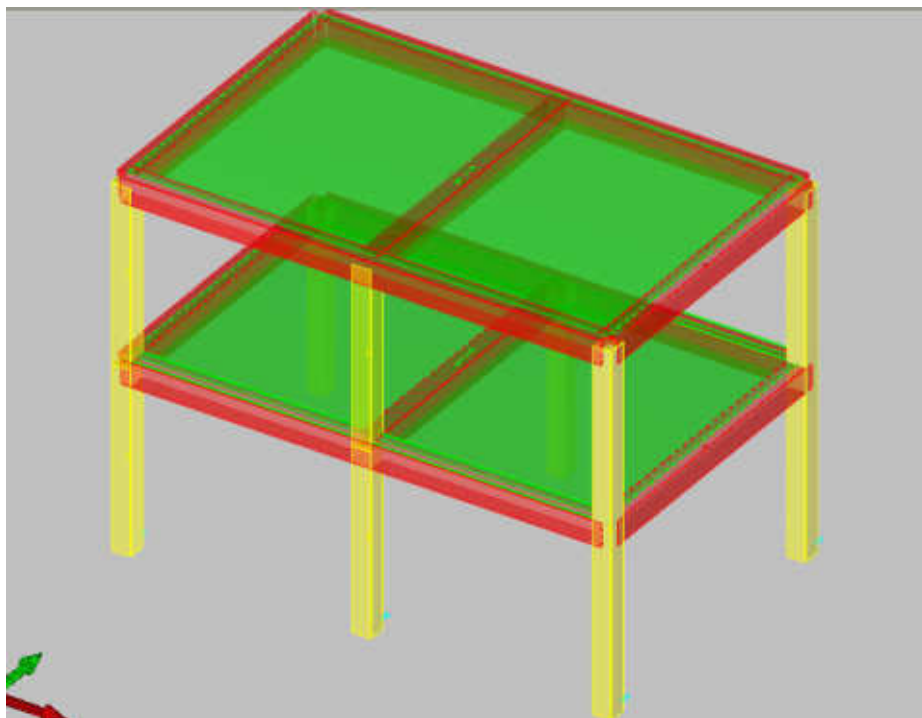
In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera la gerarchia delle resistenze per travate e pilastrate in cemento armato di un edificio secondo quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 in classe di duttilità A e B.

4.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

Le directory della commessa di Sismicad 12 relative a questi esempi è *Esempio classe A 2018* e *Esempio classe B 2018* presenti nella cartella “\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA” del profilo utente. Per riprodurre i risultati si consiglia di aprire tali esempi e di rivalidare le verifiche o semplicemente aprire le verifiche senza procedere alla riarmatura degli elementi travi e pilastri altrimenti le armature non sarebbero più quelle dell'esempio. Si utilizzano anche i file di presfile *classeA sezione inferiore.flx*, *classeA sezione superiore.flx*, *classeB sezione inferiore.flx*, *classeB sezione superiore.flx*.

4.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura cui si fa riferimento è rappresentata nella figura sottostante,



Le preferenze di calcolo sono quelle visualizzate di seguito:

[illegible]

Si analizzano nel seguito le verifiche della trave a piano 1 a due campate (fili 1-5), della trave centrale ad una campata (fili 3-4) e del pilastro che sostiene le due travi sopra citate (filo 3).

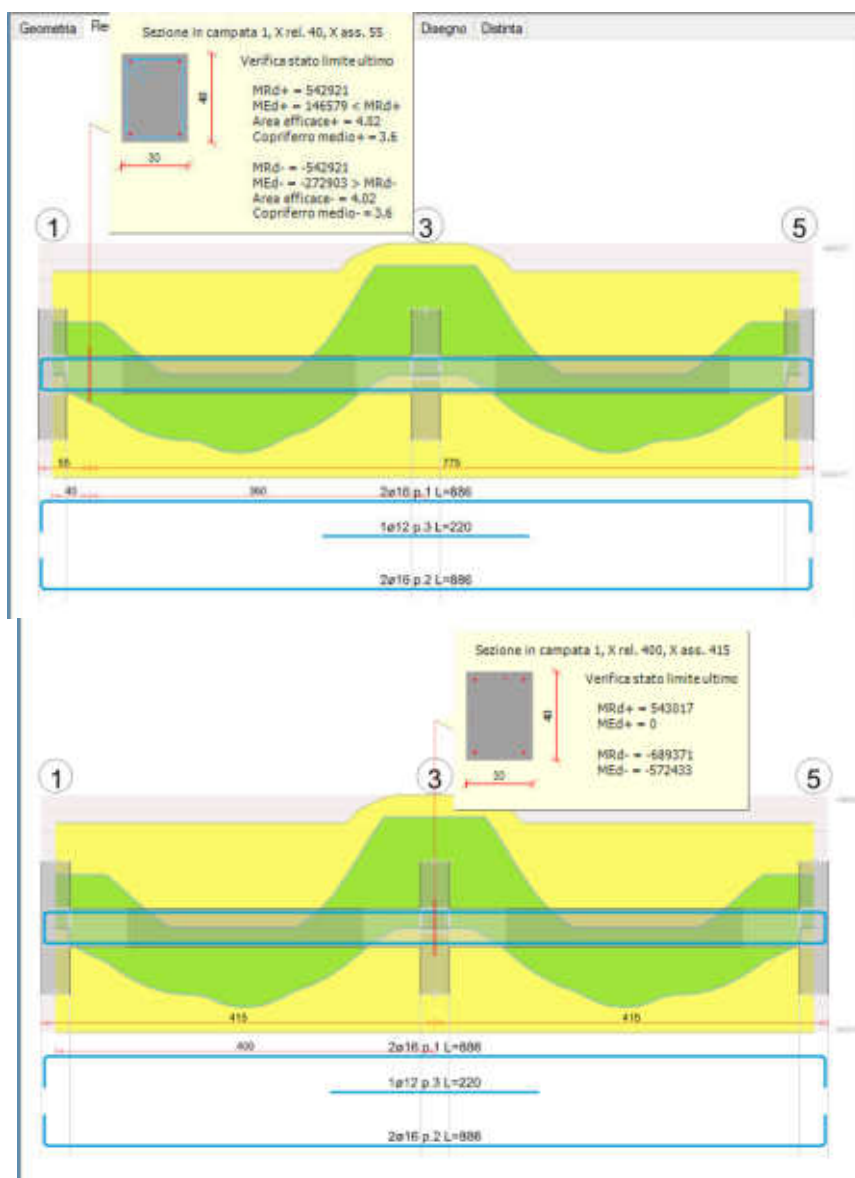
4.4 ESAMI DEI RISULTATI PER LA CLASSE A

4.4.1 Travi a due campate 1° piano fili 1-5 classe A

La trave è caricata dai seguenti carichi gravitazionali uniformi nelle combinazioni sismiche:

peso proprio	3 daN/cm
pesi strutturali	8.125 daN/cm
permanenti portati	15 daN/cm
variabili* $\psi_2 = 5 \cdot 3$	1.5 daN/cm
per un totale di	27.625 daN/cm

Visualizziamo la verifica della trave e interroghiamo i momenti resistenti della stessa in campata ed in asse all'appoggio centrale.



Pertanto il momento resistente inferiore della trave è pari a 543017 daN*cm mentre il momento resistente superiore della trave è pari a 689371 daN*cm.

Valutiamo manualmente nella campata selezionata in figura i tagli prodotti dai momenti resistenti alle estremità:

La luce netta della campata è di 370 cm.

Ved neg. = $1.2 \cdot (542921 + 689570) / 370 = 3997.3$ daN

Ved pos. = $1.2 \cdot (542921 + 543017) / 370 = 3522$ daN

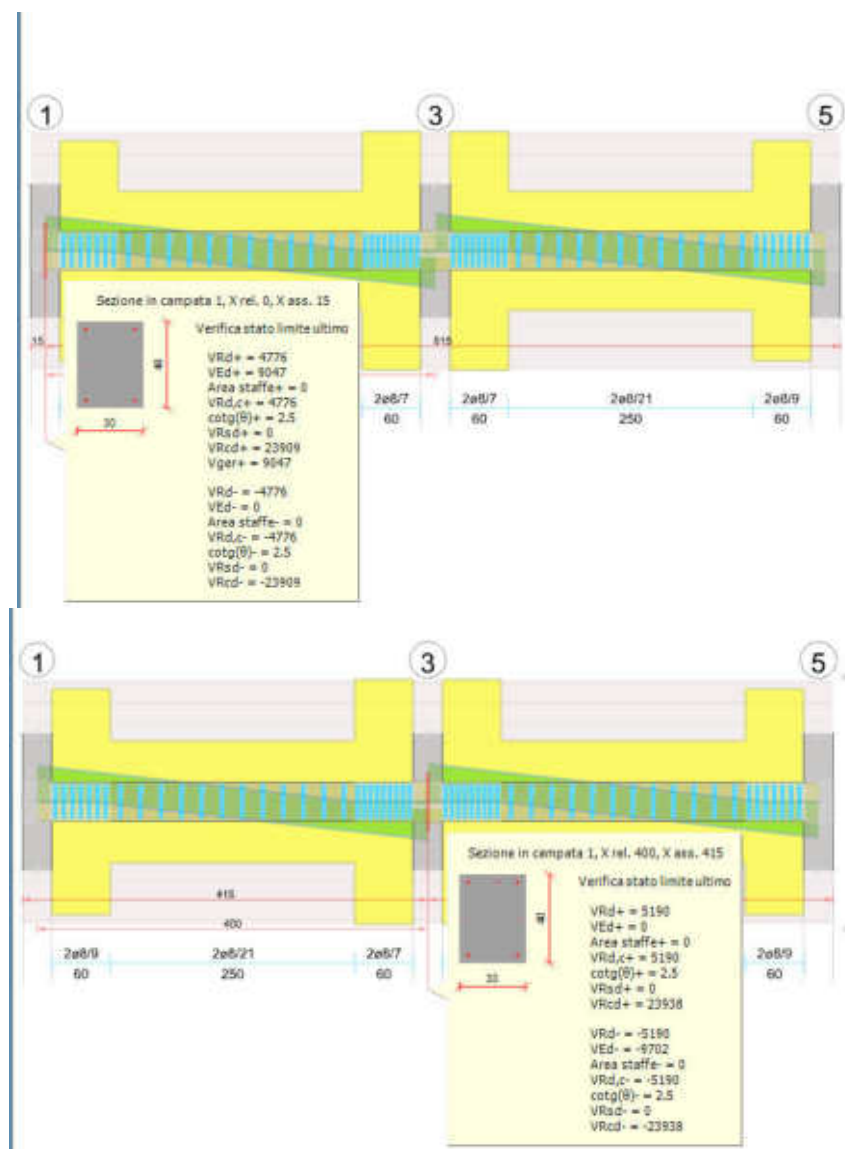
Il taglio di verifica all'appoggio sinistro della prima campata valutato manualmente è:

$27.625 \cdot 400 / 2 + 3522 = 9047$ daN

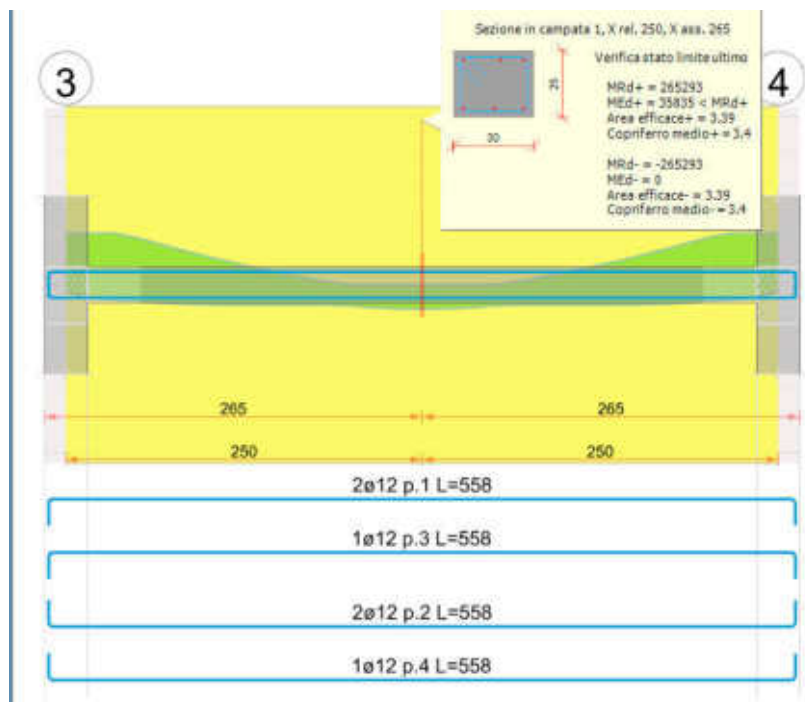
Il taglio di verifica all'appoggio destro della prima campata valutato manualmente è:

$27.625 \cdot 400 / 2 + 3997.3 = 9522$ daN

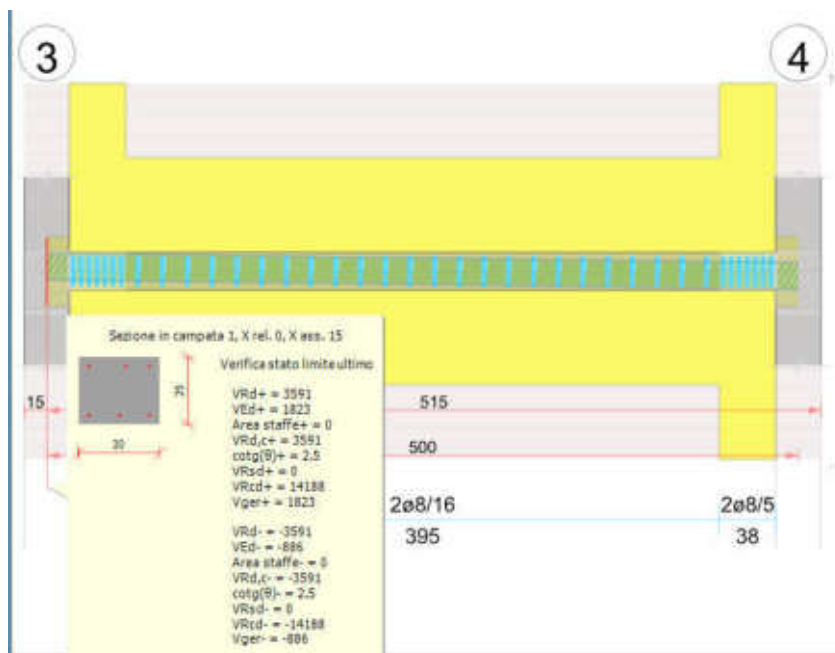
Andando ad analizzare la verifica a taglio in una sezione si trova quanto riportato nella immagine seguente:



4.4.2 Trave di spina ad una campata 1° piano fili 3-4 classe A



I momenti resistenti sono costanti superiormente ed inferiormente e pari a 265479 daN*cm.
 Andando ad analizzare la verifica a taglio in una sezione si trova quanto riportato nella immagine seguente:

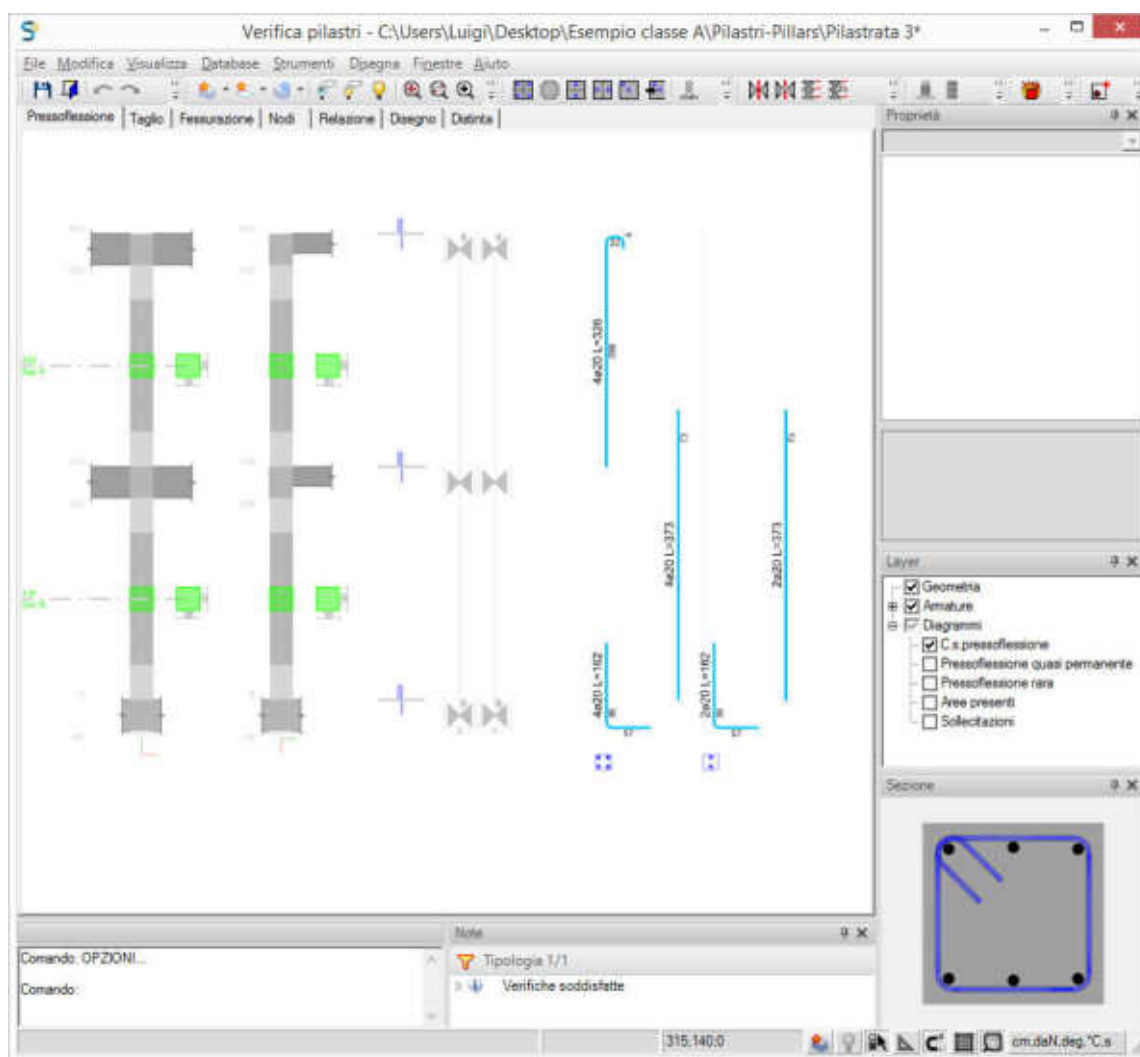


La luce netta della campata è di 470 cm.

I tagli derivanti dai momenti resistenti secondo il punto 7.4.4.1.1 della norma valutati dal programma sono quindi: $1.2 \cdot 265479 \cdot 2 / 470 = 1356$ daN

La trave è caricata dal solo peso proprio di $.25 \cdot .3 \cdot 2500 = 1.875$ daN/m per cui il taglio di verifica è:
 $1.875 \cdot 250 + 1356 = 1824$ daN

4.4.3 Pilastro interno a filo 3 classe A; verifica a pressoflessione



Estratto della relazione di calcolo relativo alla gerarchia delle resistenze

Verifiche della gerarchia resistenza nodi trave-pilastro D.M. 17-01-18 NTC In combinazioni SLV, $\gamma_{rd} = 1,3$

Verifica	Angolo	$\gamma_{rd} * \Sigma(M_{b,rd})$	Verifica	$\Sigma(M_{c,rd})$	$M_{c,inf}$	$M_{c,sup}$	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
280	0	1602104	<	1786845	918741	868105	1.115	SLV		11
280	90	344881	<	1971323	1048661	922662	5.716	SLV		11
280	180	1602104	<	1786845	918741	868105	1.115	SLV		11

I momenti resistenti nelle travi sono desunti dalla verifica precedente.

La somma dei momenti resistenti nelle travi longitudinali è:

$$\gamma_{rd} * \Sigma M_{b,RdY} = 1.3 * (543017 + 689371) = 1602104 \text{ daN*cm.}$$

Con riferimento alla trave di spina si ha:

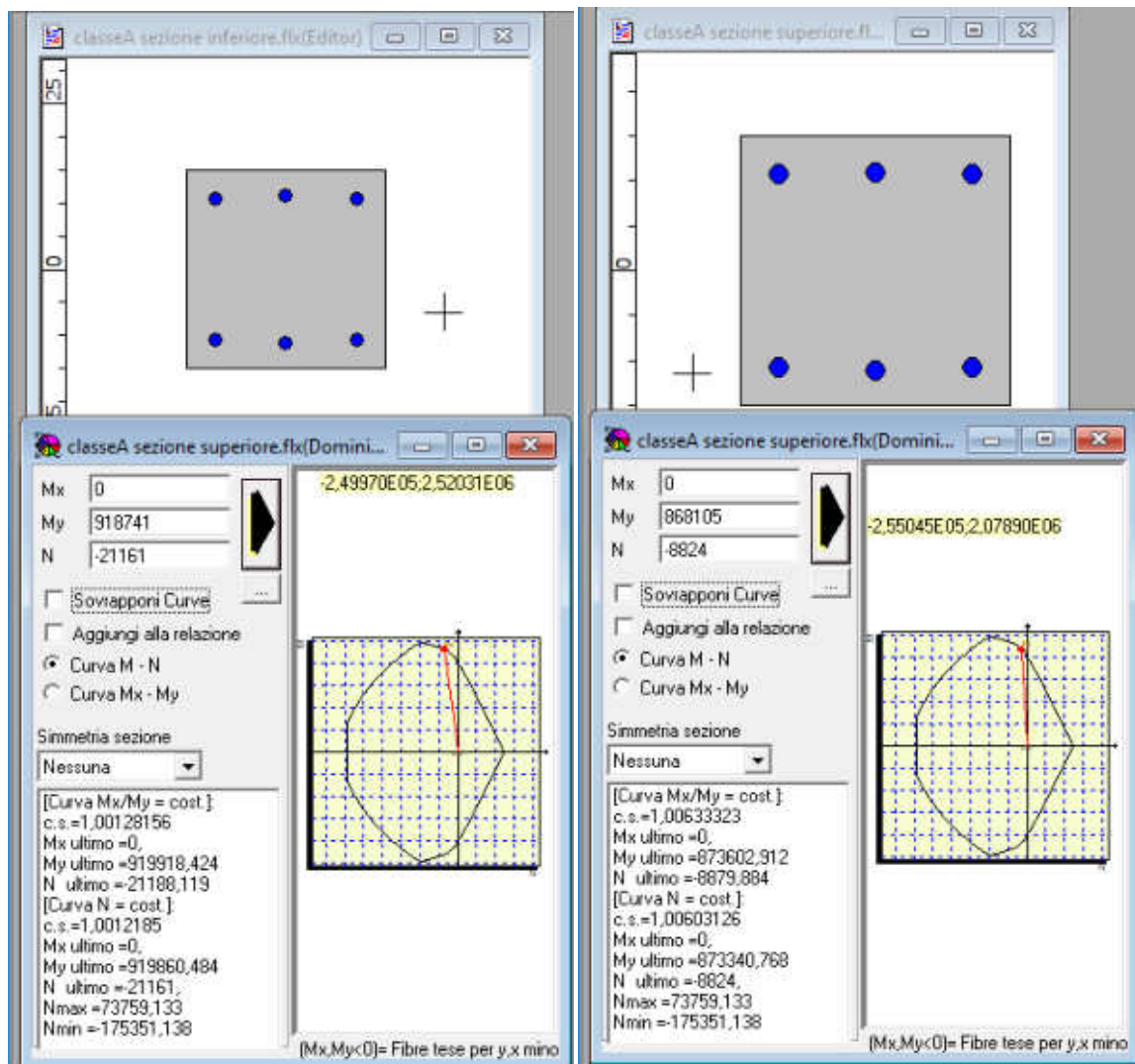
$$\gamma_{rd} * M_{b,RdX} = 1.3 * 265293 = 344881 \text{ daN*cm}$$

Gli sforzi normali nella combinazione slv11 sono:

sezione superiore $N_{sup} = -8824 \text{ daN}$

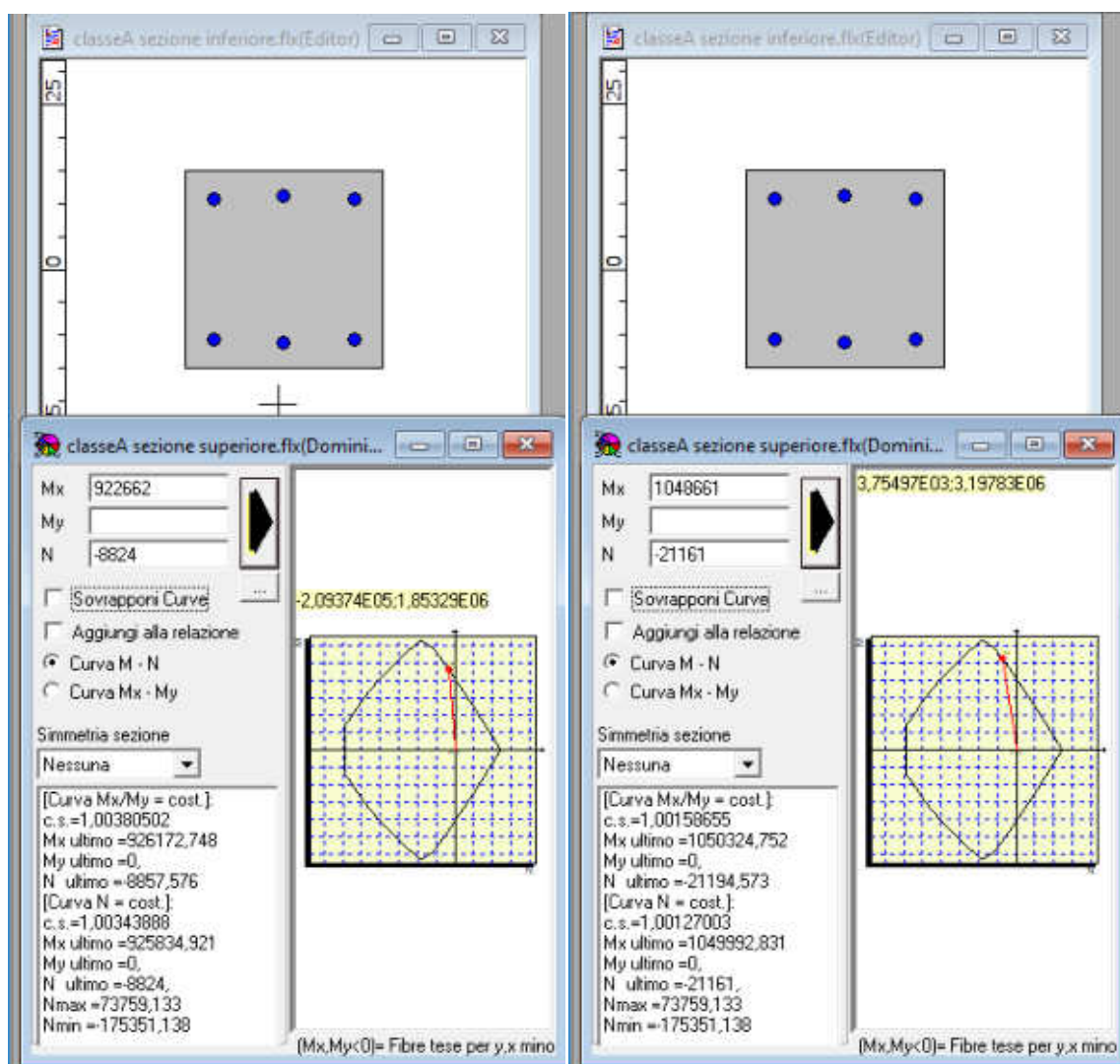
sezione inferiore $N_{inf} = -21161 \text{ daN}$

I momenti resistenti del pilastro in combinazione 11 si valutano con il programma presfle.



Somma dei momenti Mx resistenti: $\Sigma(Mc,rd)=918741+868105=1786846$ daN*cm

Valore esposto in relazione $\Sigma(Mc,rd)= 1786845$ daN*cm



Somma dei momenti M_y resistenti: $\Sigma(M_{c,rd}) = 1048661 + 922662 = 1971323 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

Valore esposto in relazione $\Sigma(M_{c,rd}) = 1971323 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

4.4.4 Pilastro interno a filo 3 classe A; verifica a taglio

Estratto della relazione di calcolo relativa alla verifica a taglio in SLV.

Verifica a taglio in famiglia SLV

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	2X/2Y $\phi 10/9$	9194	-	SLV 11-Ger.	6281	27652	24716	1.75	2.69	10566	-	SLV 5-Ger.	6414	27967	25095	1.75	2.38	Si
29	2X/2Y $\phi 10/9$	9194	-	SLV 11-Ger.	6273	27652	24706	1.75	2.69	10566	-	SLV 5-Ger.	6405	27967	25085	1.75	2.37	Si
58	2X/2Y $\phi 10/11.3$	9194	-	SLV 11-Ger.	6264	25723	22590	2.05	2.46	10566	-	SLV 5-Ger.	6397	26016	22936	2.05	2.17	Si
87	2X/2Y $\phi 10/11.3$	9194	-	SLV 11-Ger.	6256	25723	22580	2.05	2.46	10566	-	SLV 5-Ger.	6389	26016	22926	2.05	2.17	Si
116	2X/2Y $\phi 10/11.3$	9194	-	SLV 11-Ger.	6247	25723	22570	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6380	26016	22916	2.05	2.17	Si
144	2X/2Y $\phi 10/11.3$	9194	-	SLV 11-Ger.	6239	25723	22560	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6372	26016	22906	2.05	2.17	Si
173	2X/2Y $\phi 10/11.3$	9194	-	SLV 11-Ger.	6231	25723	22550	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6363	26016	22896	2.05	2.17	Si
202	2X/2Y $\phi 10/11.3$	9194	-	SLV 11-Ger.	6222	25723	22540	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6355	26016	22886	2.05	2.17	Si
231	2X/2Y $\phi 10/9$	9194	-	SLV 11-Ger.	6214	27652	24630	1.75	2.68	10566	-	SLV 5-Ger.	6346	27967	25008	1.75	2.37	Si
260	2X/2Y $\phi 10/9$	9194	-	SLV 11-Ger.	6206	27652	24620	1.75	2.68	10566	-	SLV 5-Ger.	6338	27967	24998	1.75	2.37	Si
300	2X/2Y $\phi 10/9$	7598	-8977	SLV 5-Ger.	4632	26072	23240	1.65	3.06	7874	-8977	SLV 5-Ger.	4670	26369	23504	1.65	2.99	Si
329	2X/2Y $\phi 10/9$	7598	-8913	SLV 5-Ger.	4623	26072	23229	1.65	3.06	7874	-8913	SLV 5-Ger.	4662	26369	23493	1.65	2.98	Si
358	2X/2Y $\phi 10/11.3$	7598	-8848	SLV 5-Ger.	4615	24468	21268	1.95	2.8	7874	-8848	SLV 5-Ger.	4654	24747	21511	1.95	2.73	Si

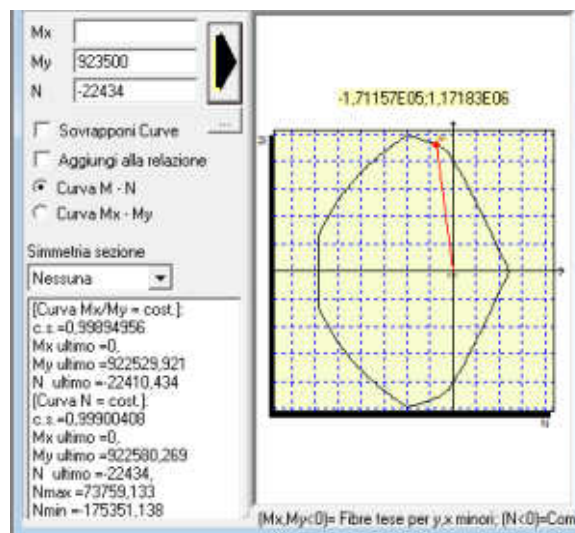
Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
387	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8783	SLV 5- Ger.	4607	24468	21258	1.95	2.8	7874	-8783	SLV 5- Ger.	4607	24468	21258	1.95	2.7	Si
416	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8718	SLV 5- Ger.	4598	24468	21248	1.95	2.8	7874	-8718	SLV 5- Ger.	4598	24468	21248	1.95	2.7	Si
444	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8653	SLV 5- Ger.	4590	24468	21238	1.95	2.8	7874	-8653	SLV 5- Ger.	4590	24468	21238	1.95	2.7	Si
473	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8588	SLV 5- Ger.	4582	24468	21228	1.95	2.79	7874	-8588	SLV 5- Ger.	4582	24468	21228	1.95	2.7	Si
502	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8523	SLV 5- Ger.	4573	24468	21217	1.95	2.79	7874	-8523	SLV 5- Ger.	4573	24468	21217	1.95	2.69	Si
531	2X/2Y ø10/9	7598	-8458	SLV 5- Ger.	4565	26072	23151	1.65	3.05	7874	-8458	SLV 5- Ger.	4565	26072	23151	1.65	2.94	Si
560	2X/2Y ø10/9	7598	-8395	SLV 5- Ger.	4557	26072	23140	1.65	3.05	7874	-8395	SLV 5- Ger.	4557	26072	23140	1.65	2.94	Si

Il taglio di verifica dipende dai momenti resistenti del pilastro valutati a pressoflessione retta indipendentemente nelle due direzioni secondo quanto previsto al punto 7.4.4.2.1.

I valori dei momenti resistenti sono valutati con il programma presfle.

Per il momento My in combinazione 11 con sforzi normali Nsup=-21161 daN si ha Mc,rdy=918741 daN*cm

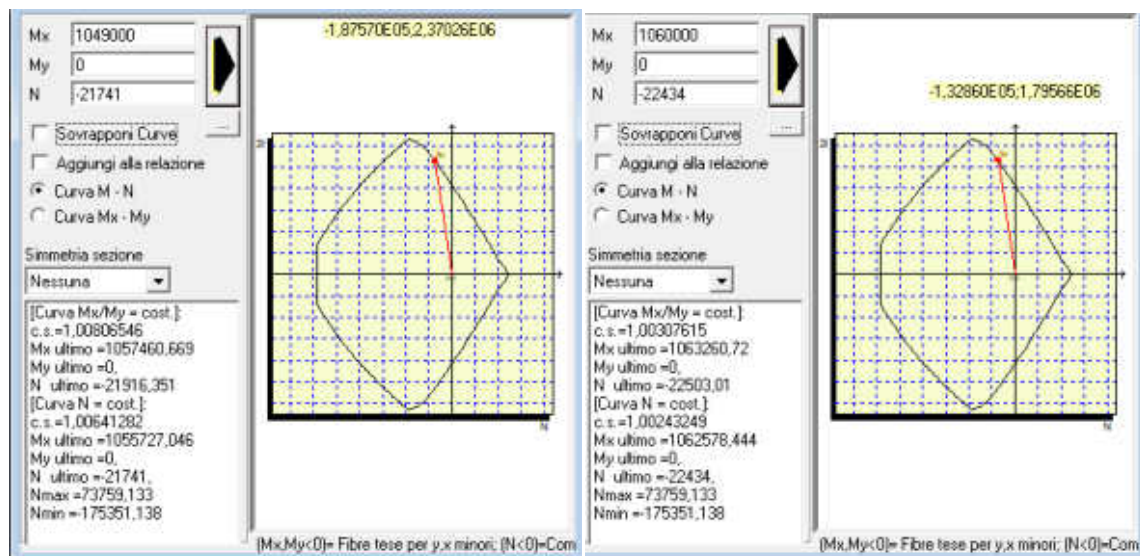
Con Ninf=-21854 si ha Mc,rdx=923500 daN*cm



Da cui $V_{edx} = 1.3 \cdot (923500 + 918741) / 260 = 9211$ daN

Valore esposto in relazione $V_{edx} = 9194$ daN

Per il momento Mx in combinazione 5 con sforzi normali Nsup=-21741 daN e Ninf=-22434 daN si ha:



Da cui $V_{edy} = 1.3 \cdot (1060000 + 1049000) / 260 = 10545$ daN

Valore esposto in relazione $V_{edy} = 10566$ daN

4.5 ESAMI DEI RISULTATI PER LA CLASSE B

Viene mantenuto lo stesso edificio esaminato precedentemente con le medesime armature. Partendo dalla commessa precedente è stata cambiata solo la classe di duttilità, è stato risolto il nuovo modello e sono state rivalidate le verifiche dei c.a.

4.5.1 Travi a due campate 1° piano fili 1-5 classe B

Visualizziamo la verifica della trave e interroghiamo i momenti resistenti della stessa.

I momenti resistenti sono i medesimi della classe A come risulta dalle immagini.

Valutiamo manualmente nella campata selezionata in figura i tagli prodotti dai momenti resistenti alle estremità:

La luce netta della campata è di 370 cm.

Ved neg.= $1.1 \cdot (542921 + 689570) / 370 = 3664 \text{ daN}$

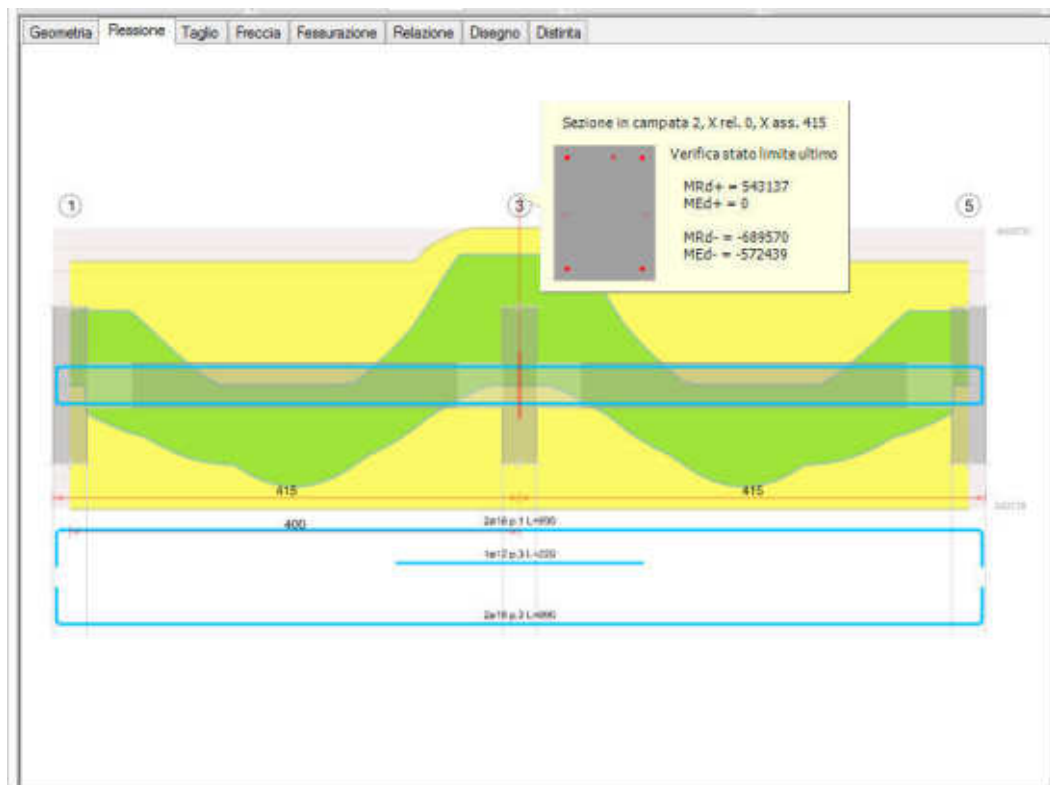
Ved pos.= $1.1 \cdot (542921 + 543017) / 370 = 3229 \text{ daN}$

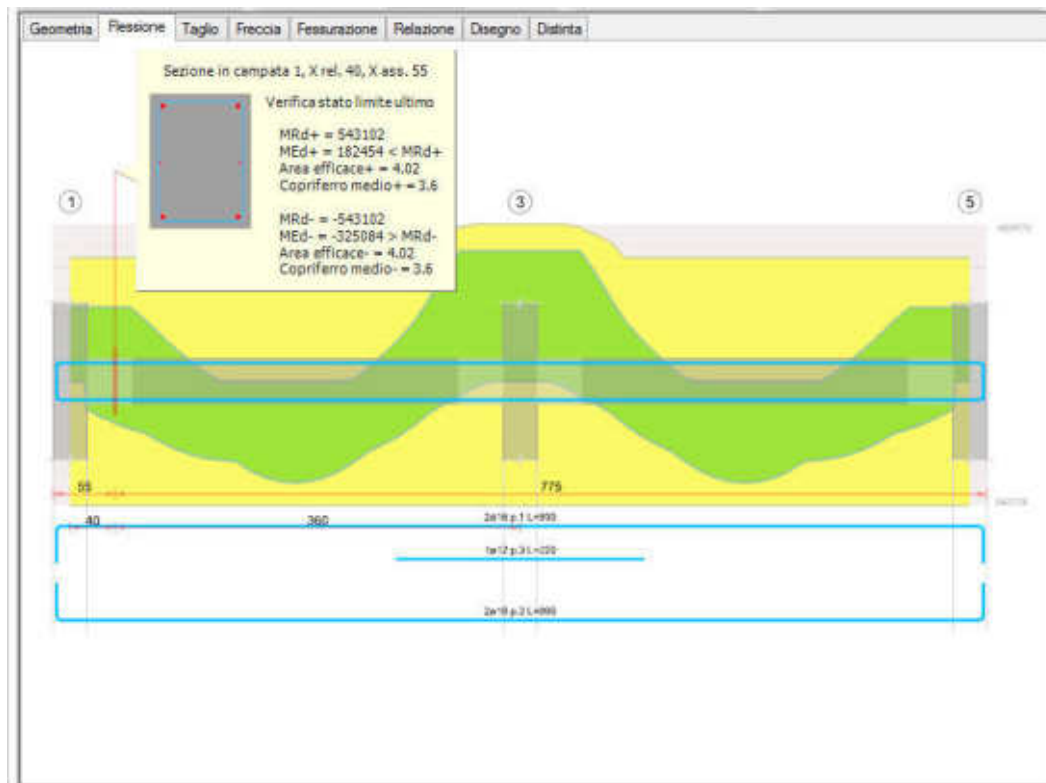
Il taglio di verifica all'appoggio sinistro della prima campata valutato manualmente è:

$27.625 \cdot 400 / 2 + 3229 = 8754 \text{ daN}$

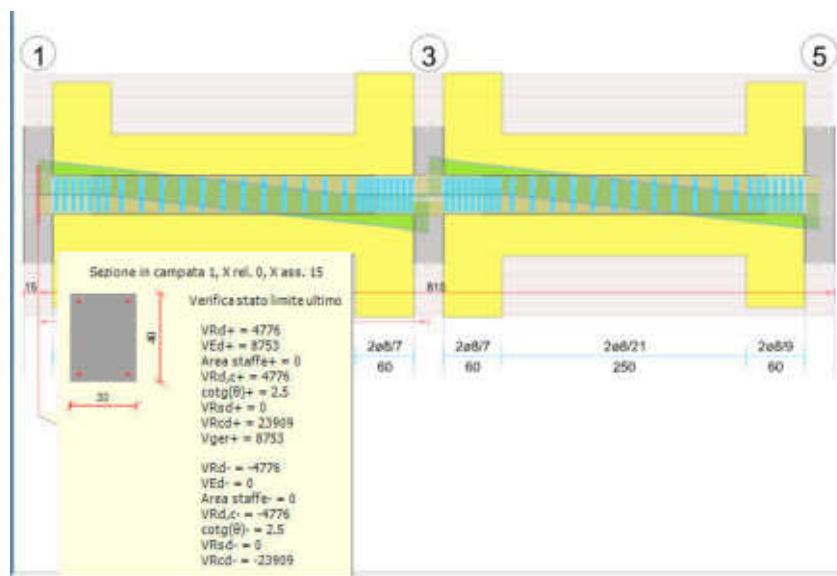
Il taglio di verifica all'appoggio destro della prima campata valutato manualmente è:

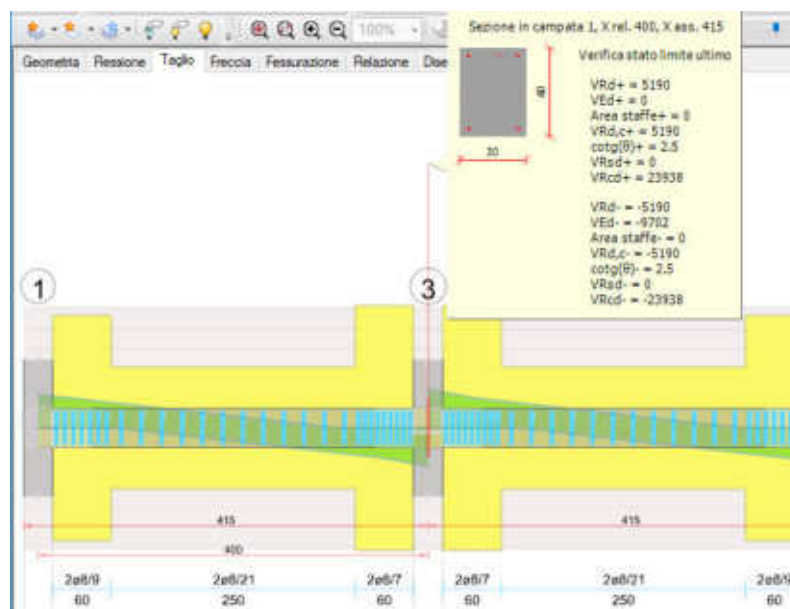
$27.625 \cdot 400 / 2 + 3331.6 = 9189 \text{ daN}$



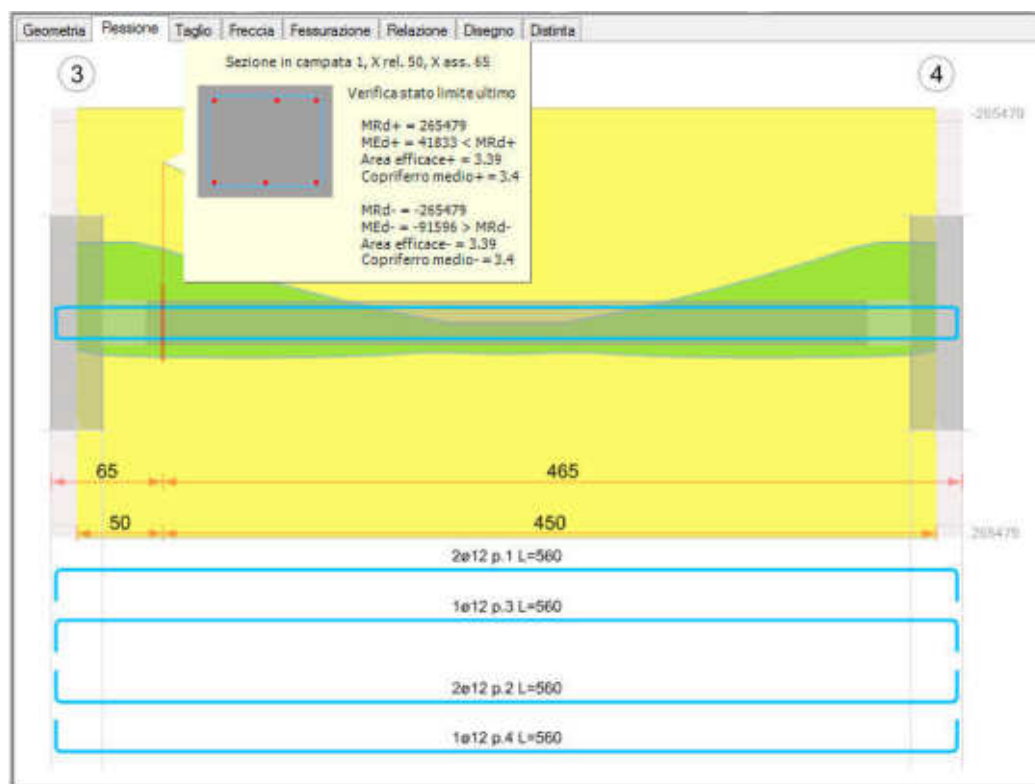


Andando ad analizzare la verifica a taglio nelle due sezioni si trovano i valori calcolati manualmente.



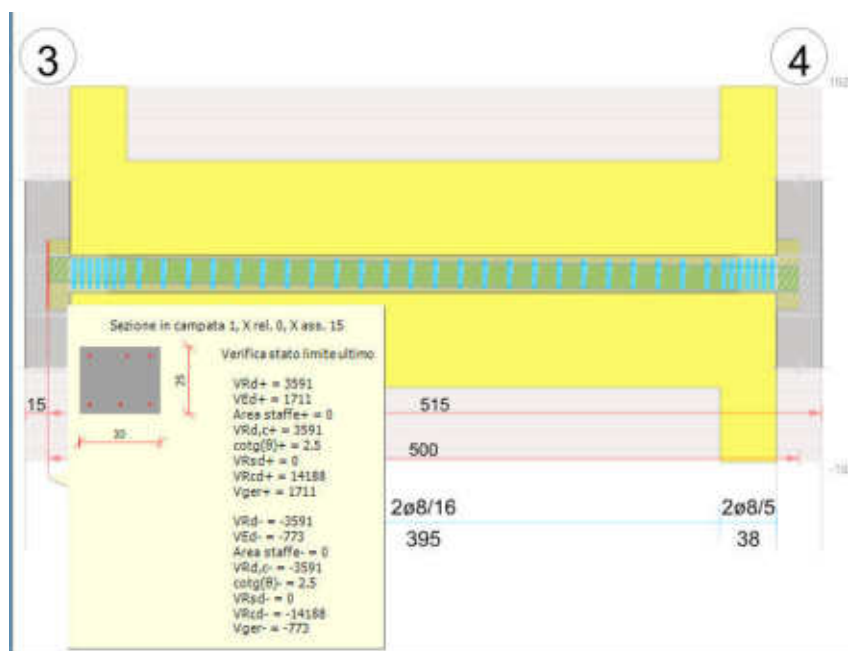


4.5.2 Trave di spina ad una campata 1° piano fili 3-4 classe B



I momenti resistenti sono costanti superiormente ed inferiormente, uguali al caso in classe A, e pari a 264579 daN*cm.

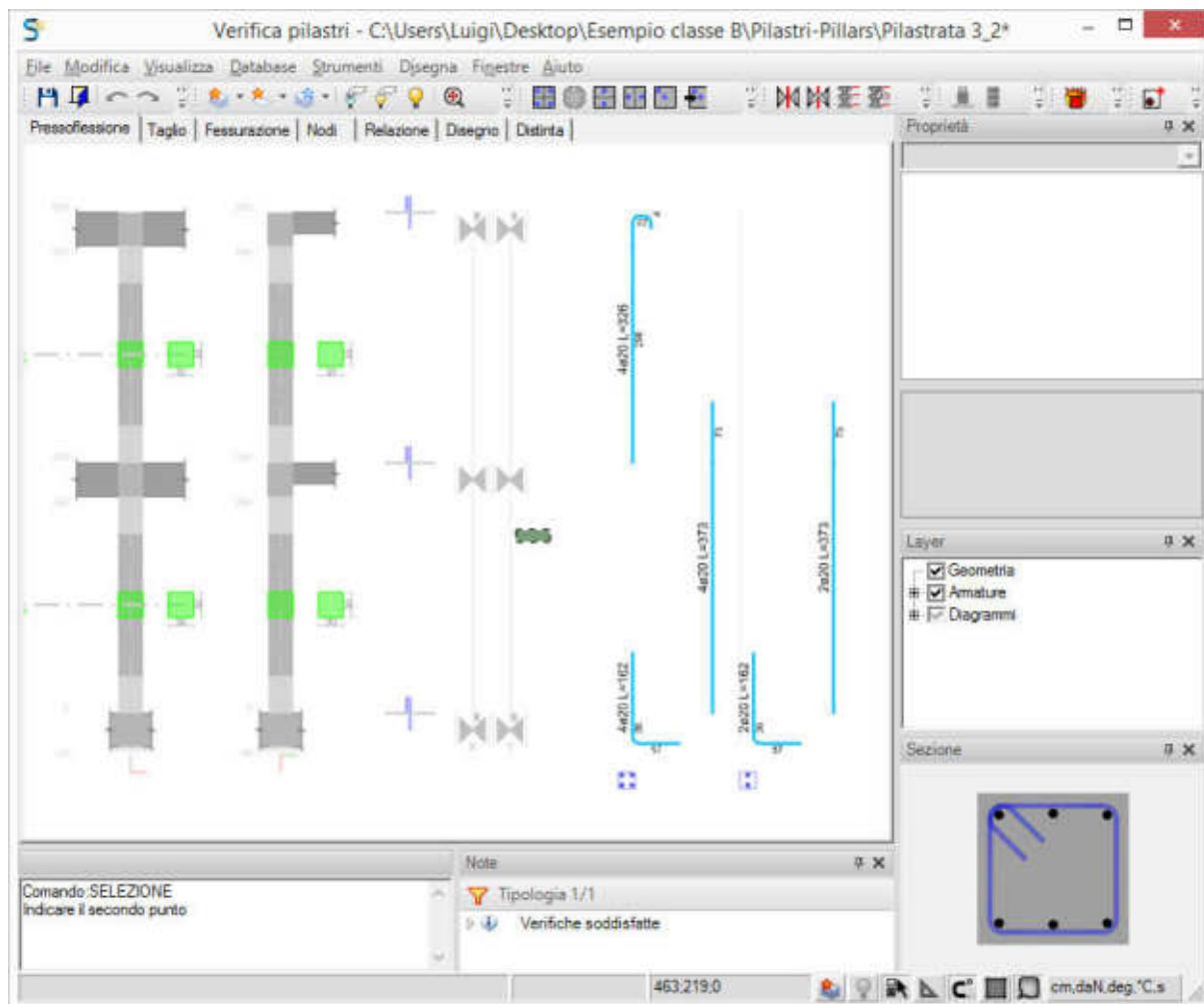
Andando ad analizzare la verifica a taglio in una sezione si trova quanto riportato nella immagine seguente:



I tagli derivanti dai momenti resistenti secondo il punto 7.4.4.1.1 della norma valutati dal programma sono quindi: $1.1 \cdot 265479 \cdot 2 / 470 = 1243$ daN

La trave è caricata dal solo peso proprio di $.25 \cdot .3 \cdot 2500 = 1.875$ daN/m per cui il taglio di verifica è: $1.875 \cdot 250 + 1243 = 1712$ daN

4.5.3 Pilastro interno a filo 3 classe B; verifica a pressoflessione



Estratto della relazione di calcolo relativo alla gerarchia delle resistenze

Verifiche della gerarchia resistenza nodi trave-pilastro D.M. 17-01-18 NTC In combinazioni SLV, $\gamma_{rd} = 1,3$

Verifica	Angolo	$\gamma_{rd} * \Sigma(M_{b,rd})$	Verifica	$\Sigma(M_{c,rd})$	$M_{c,inf}$	$M_{c,sup}$	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
280	0	1602104	<	1786201	918430	867771	1.115	SLV		11
280	90	344881	<	1969530	1047349	922181	5.711	SLV		11
280	180	1602104	<	1786201	918430	867771	1.115	SLV		11

I momenti resistenti nelle travi sono desunti dalla verifica precedente.

La somma dei momenti resistenti nelle travi longitudinali è:

$$\gamma_{rd} * \Sigma M_{b,Rdy} = 1.3 * (543017 + 689371) = 1602104 \text{ daN*cm.}$$

Con riferimento alla trave di spina si ha:

$$\gamma_{rd} * M_{b,Rdx} = 1.3 * 265293 = 344881 \text{ daN*cm}$$

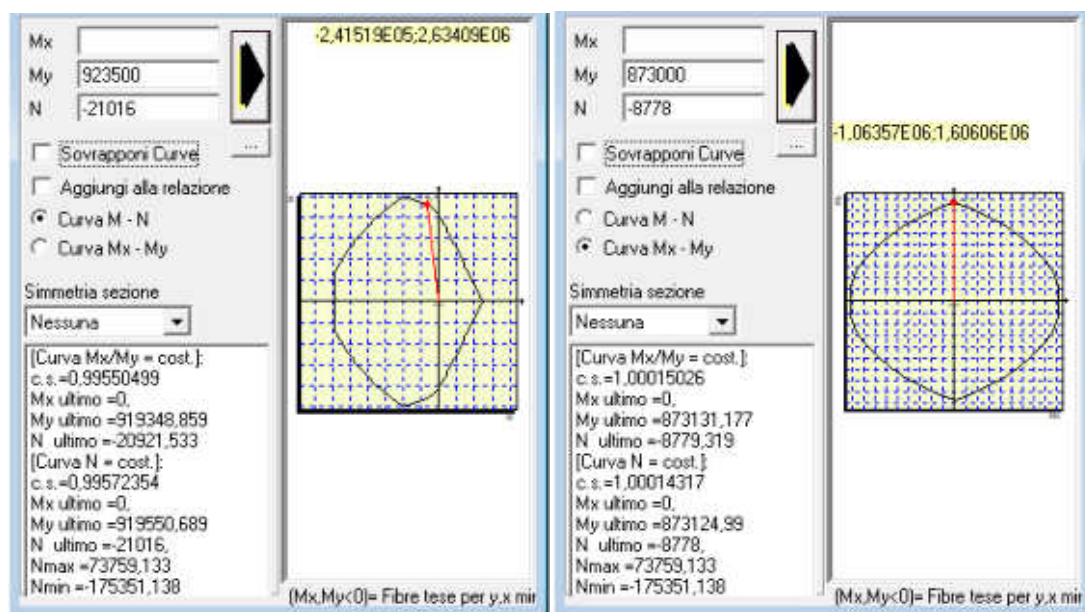
Gli sforzi normali nella combinazione 11 sono:

sezione superiore $N_{sup} = -8778 \text{ daN}$

sezione inferiore $N_{inf} = -21016 \text{ daN}$

I momenti resistenti del pilastro in combinazione 11 si valutano con il programma presfle.

Momenti M_y :



La somma dei momenti resistenti è $\Sigma(M_{c,rdy}) = 923500 + 873000 = 1796500 \text{ daN*cm}$

Valore esposto in relazione $\Sigma(M_{c,rdy}) = 1786201 \text{ daN*cm}$

La somma dei momenti resistenti è $\Sigma(M_{c,rdx}) = 925000 + 1048000 = 1973000 \text{ daN*cm}$

Valore esposto in relazione $\Sigma(M_{c,rdx}) = 1969530 \text{ daN*cm}$

4.5.4 Pilastro interno classe B; verifica a taglio

Estratto della relazione di calcolo relativa alla verifica a taglio in SLV.

Verifica a taglio in famiglia SLV

		Direzione X								Direzione Y								Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	2X/2Y ø10/11.3	7777	- 21663	SLV 11- Ger.	6262	25914	22587	2.05	2.9	8951	- 22533	SLV 5- Ger.	6433	26209	22978	2.05	2.57	Si
43	2X/2Y ø10/11.3	7777	- 21567	SLV 11- Ger.	6250	25914	22572	2.05	2.9	8951	- 22436	SLV 5- Ger.	6420	26209	22963	2.05	2.57	Si
87	2X/2Y ø10/21.3	7792	- 22339	SLV 5- Ger.	6349	16731	19856	2.5	2.15	8951	- 22339	SLV 5- Ger.	6407	16921	20082	2.5	1.89	Si
130	2X/2Y ø10/21.3	7792	- 22241	SLV 5- Ger.	6336	16731	19843	2.5	2.15	8951	- 22241	SLV 5- Ger.	6395	16921	20069	2.5	1.89	Si
173	2X/2Y ø10/21.3	7792	- 22144	SLV 5- Ger.	6324	16731	19830	2.5	2.15	8951	- 22144	SLV 5- Ger.	6382	16921	20056	2.5	1.89	Si
217	2X/2Y ø10/11.3	7777	- 21177	SLV 11- Ger.	6200	25914	22513	2.05	2.89	8951	- 22046	SLV 5- Ger.	6369	26209	22903	2.05	2.56	Si
260	2X/2Y ø10/11.3	7782	- 21385	SLV 15- Ger.	6226	25914	22545	2.05	2.9	8951	- 21950	SLV 5- Ger.	6357	26209	22888	2.05	2.56	Si
300	2X/2Y ø10/11.3	6432	-9023	SLV 5- Ger.	4637	24650	21296	1.95	3.31	6666	-9023	SLV 5- Ger.	4676	24931	21538	1.95	3.23	Si

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
343	2X/2Y ø10/11.3	6432	-8926	SLV 5- Ger.	4625	24650	21281	1.95	3.31	6666	-8926	SLV 5- Ger.	4664	24931	21523	1.95	3.23	Si
387	2X/2Y ø10/21.3	6432	-8829	SLV 5- Ger.	4612	16731	18060	2.5	2.6	6666	-8829	SLV 5- Ger.	4612	16731	18060	2.5	2.51	Si
430	2X/2Y ø10/21.3	6432	-8731	SLV 5- Ger.	4600	16731	18047	2.5	2.6	6666	-8731	SLV 5- Ger.	4600	16731	18047	2.5	2.51	Si
473	2X/2Y ø10/21.3	6432	-8634	SLV 5- Ger.	4587	16731	18034	2.5	2.6	6666	-8634	SLV 5- Ger.	4587	16731	18034	2.5	2.51	Si
517	2X/2Y ø10/11.3	6432	-8536	SLV 5- Ger.	4575	24650	21220	1.95	3.3	6666	-8536	SLV 5- Ger.	4575	24650	21220	1.95	3.18	Si
560	2X/2Y ø10/11.3	6432	-8440	SLV 5- Ger.	4562	24650	21204	1.95	3.3	6666	-8440	SLV 5- Ger.	4562	24650	21204	1.95	3.18	Si

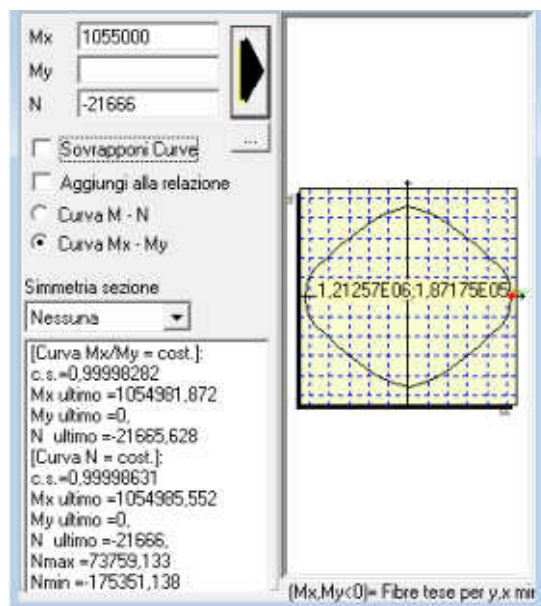
Il taglio di verifica dipende dai momenti resistenti del pilastro valutati a pressoflessione retta indipendentemente nelle due direzioni secondo quanto previsto al punto 7.4.4.2.1.

Per la sezione superiore con sforzo normale $N_{sup} = -21016$ in comb. Sv11 i momenti resistenti sono stati valutati in precedenza:

$M_{rdx} = 1048000$ daN*cm

$M_{rdy} = 923500$ daN*cm

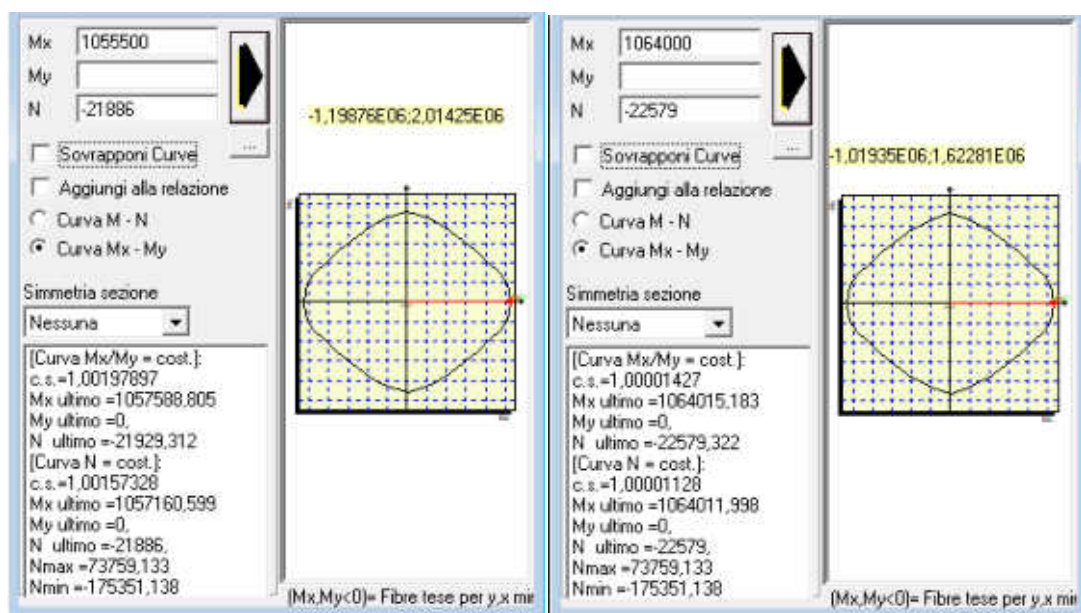
Per la sezione inferiore con sforzo normale $N_{inf} = -21666$ i valori dei momenti resistenti sono valutati con il programma presfle.



Momenti M_x valutati per lo sforzo normale in comb. Slv5:

$N_{sup} = -21886$ daN

$N_{inf} = -22579$



Da cui:

$$V_{edx} = 1.1 \cdot (923500 + 919500) / 260 = 7797 \text{ daN}$$

Valore esposto in relazione $V_{edx} = 7777 \text{ daN}$

$$V_{edy} = 1.1 \cdot (1055500 + 1064000) / 260 = 8967 \text{ daN}$$

Valore esposto in relazione $V_{edy} = 8951 \text{ daN}$

4.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI IN CLASSE A

	Sismicad		Analitico
Taglio sinistro campata 1-3	9048 daN	9047 daN	0 %
Taglio destro per trave 1-3	9523 daN	9522 daN	0 %
Taglio agli appoggi per trave 3-4	1824 daN	1824 daN	0 %
$\Sigma M_{c,rd} X$	1786846 daN*cm	1786845 daN*cm	0%
$\Sigma M_{c,rd} Y$	1971323 daN*cm	1971323 daN*cm	0 %
Taglio y da momenti per pilastro 3	8951 daN	8967 daN	0.18%
Taglio x da momenti per pilastro 3	7777 daN	7797 daN	0.26%

4.7 RIEPILOGO DEI RISULTATI IN CLASSE B

	Sismicad		Analitico
Taglio sinistro campata 1-3	8753 daN	8754 daN	0.01 %
Taglio agli appoggi per trave 3-4	1711 daN	1712 daN	0.06 %
$\Sigma M_{c,rd} X$	1969530 daN*cm	1973000 daN*cm	0.18%
$\Sigma M_{c,rd} Y$	1786201 daN*cm	1796500 daN*cm	0.58 %
Taglio X da momenti per pilastro 3	7782 daN	7782 daN	0.%
Taglio Y da momenti per pilastro 3	8911 daN	8911 daN	0 %

5 Verifica solaio

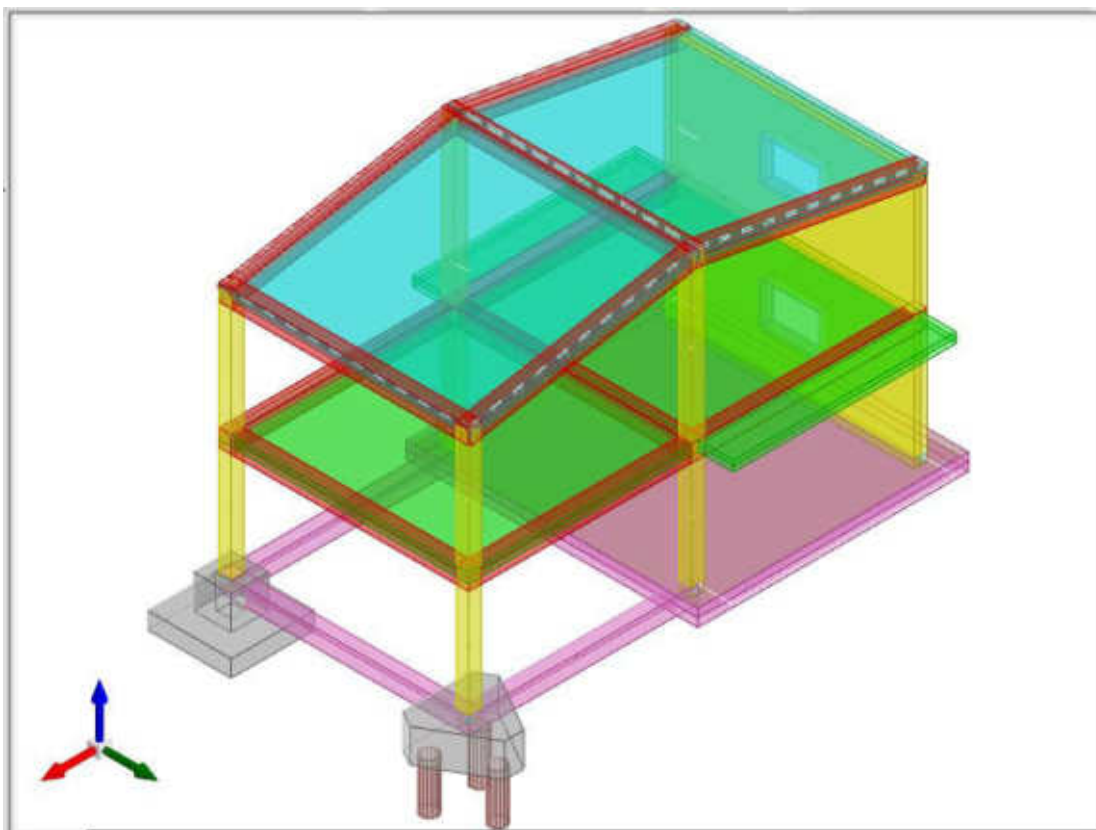
5.1 GENERALITÀ

Per verificare l'attendibilità dei risultati forniti dal programma si è svolto un esempio in cui i calcoli sono stati condotti manualmente tramite formule note.

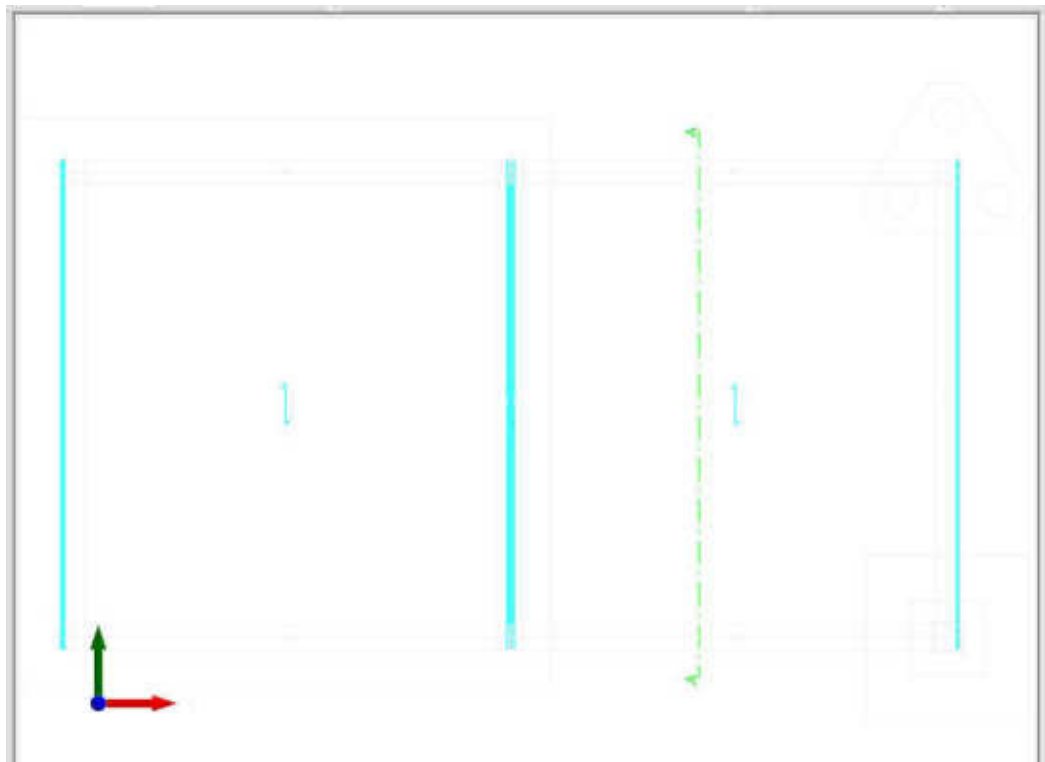
5.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Verifica solaio 2018* presente nella cartella "Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 – CA" del profilo utente.

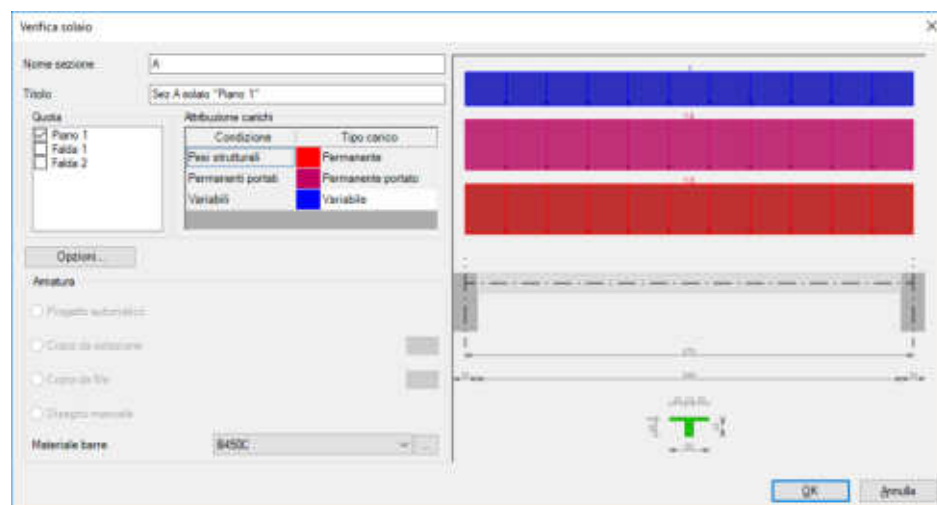
5.3 VERIFICA



Con il comando Verifica solaio si seleziona in pianta la zona da verificare. La sezione selezionata è indicata in figura.

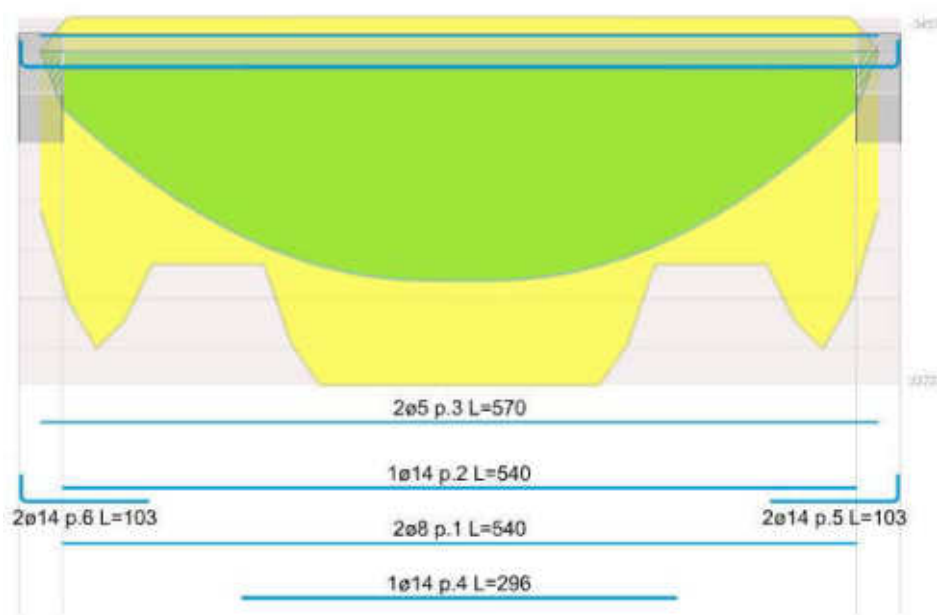


Effettuata la selezione in pianta appare il dialogo di figura in cui si seleziona il piano interessato dalla verifica e viene visualizzato lo schema statico adottato comprensivo dei carichi.



Abbandonando il dialogo si entra nell'ambiente di verifica del solaio.

Il programma ha provveduto alla progettazione automatica delle armature che vengono illustrate a prospetto.

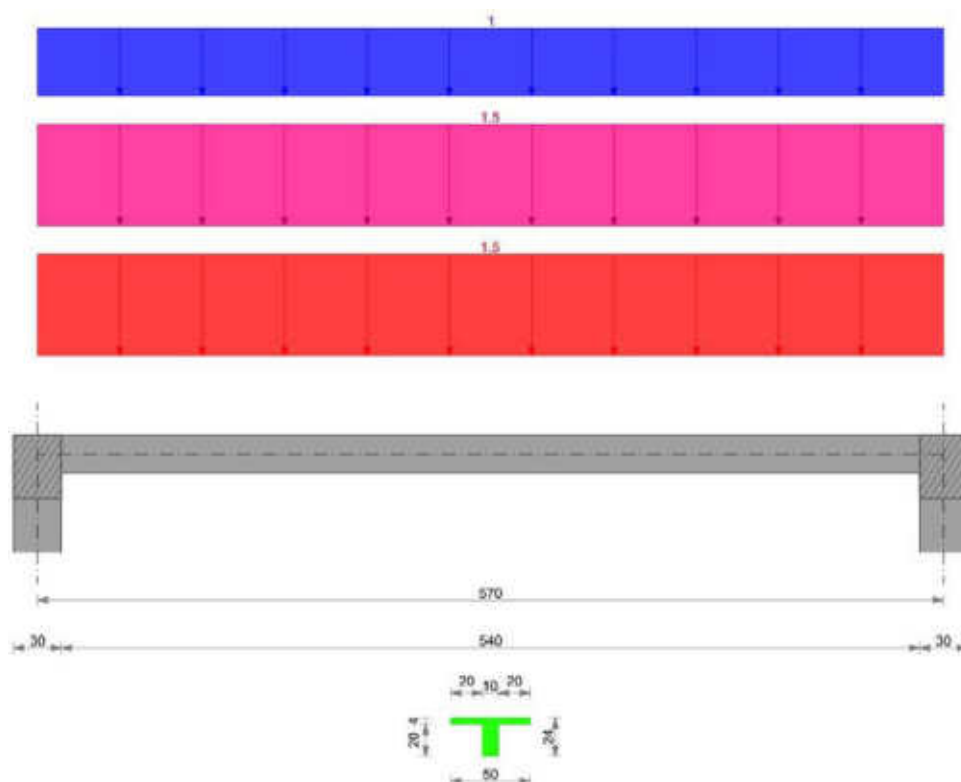


5.4 RELAZIONE DI CALCOLO

Sez A solaio "Piano 1"

Verifica di solaio condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Ner 10*(2D+4)/50	Nervatura		50	10	24	4		1	1	1

0.03

Geometria delle campate

Campata 1 tra gli appoggi ascissa 15 - ascissa 585

Luce: 570; sezione n° 1 - Ner 10*(20+4)/50

Ampiezza senza alleggerimento sx: 15

Ampiezza senza alleggerimento dx: 15

Elenco degli appoggi

N°	Descrizione	Larghezza inferiore	Larghezza superiore	Sfalsamento	Rigidezza appoggio	Appoggio diretto
1		30	0	0		diretto
2		30	0	0		diretto

Elenco dei carichi

Il peso proprio è compreso nei carichi in elenco.

Campata 1

Carico uniforme: permanente 1.5; permanente portato 1.5; variabile 1

Output campate

Campata 1**Verifiche a flessione**

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	M-ela	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	0	0	1.88	1.7	0	0	160038	0.058	0	0	0	0	Si
15	0.32	1.3	2.78	1.7	23726	56738	233198	0.096					Si
152	0.39	1.3	2.54	1.6	181078	196478	215038	0.086					Si
285	0.39	1.3	4.08	1.6	231491	231491	337221	0.143					Si
437	0.39	1.3	2.54	1.6	165645	183471	215038	0.086					Si
555	0.32	1.3	2.78	1.7	23726	56738	233198	0.096					Si
570	0	0	1.88	1.7	0	0	160038	0.058	0	0	0	0	Si

Verifiche a taglio

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.32	1624	1624	5291	Si
15	2.78	1539	1539	1638	Si
152	2.54	758	758	1593	Si
285	4.08	0	0	-1864	Si
437	2.54	-866	-866	-1593	Si
555	2.78	-1539	-1539	-1638	Si
570	0.32	-1624	-1624	-5291	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	0	0	0	149.4	0	3600	0	0	0	112.1	0	+∞	Si
15	16650	39816	20.3	119.5	678.6	3600	13736	32849	11.1	89.6	0	+∞	Si
152	127072	137879	72.4	119.5	2574.8	3600	104834	113750	39	89.6	0	+∞	Si
285	162450	162450	70.3	119.5	1923.6	3600	134021	134021	40.7	89.6	0	+∞	Si
437	116242	128752	67.6	119.5	2404.3	3600	95900	106220	36.4	89.6	0	+∞	Si
555	16650	39816	20.3	119.5	678.6	3600	13736	32849	11.1	89.6	0	+∞	Si
570	0	0	0	149.4	0	3600	0	0	0	112.1	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara			Frequente			Quasi permanente			Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
152	inferiore	6.5	0.00109	0.0071	6.5	0.00098	0.0064	6.5	0.00088	0.0058	Si
285	inferiore	5.4	0.00081	0.0044	5.4	0.00074	0.004	5.4	0.00064	0.0035	Si
437	inferiore	6.3	0.001	0.0063	6.3	0.00091	0.0057	6.3	0.00081	0.0051	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-	l/f
15	0.069	0.052	0.133	0.087	0.06	0.052	0.11	0.087	0.057	0.052	0.152	0.135	3758
152	0.613	0.459	1.206	0.797	0.536	0.459	1.001	0.797	0.505	0.459	1.354	1.209	421
285	0.819	0.614	1.593	1.061	0.716	0.614	1.327	1.061	0.676	0.614	1.775	1.587	321
437	0.553	0.414	1.09	0.718	0.483	0.414	0.904	0.718	0.456	0.414	1.226	1.094	465
555	0.069	0.052	0.133	0.087	0.06	0.052	0.11	0.087	0.057	0.052	0.152	0.135	3758

Significato dei simboli utilizzati:*N°:* indice progressivo*Descrizione:* descrizione della sezione*Tipo:* tipo di sezione*Int.:* interasse [cm]*B anima:* larghezza dell'anima [cm]*Altezza:* altezza della sezione [cm]*H cappa:* spessore della cappa [cm]*H lastra:* spessore della lastra prefabbricata [cm]*C. sup.:* minima distanza del bordo superiore della armatura superiore dalla superficie del getto [cm]*C. inf.:* minima distanza del bordo inferiore della armatura inferiore dalla superficie del getto

[cm]

C. inf. agg.: minima distanza del bordo inferiore della armatura inferiore aggiuntiva dalla superficie del getto [cm]

Peso: peso per unità di superficie [daN/cm²]

Descrizione: nome dell'appoggio.

Larghezza inferiore: larghezza della porzione inferiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione superiore. [cm]

Larghezza superiore: larghezza della porzione superiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione inferiore. [cm]

Sfalsamento: sfalsamento asse della porzione superiore rispetto all'asse della porzione inferiore, misurata in orizzontale. [cm]

Rigidità appoggio: permette di considerare l'appoggio come fisso o cedevole in direzione verticale con legge elastica lineare. [cm]

Appoggio diretto: appoggio diretto se costituito da pilastro o da parete, indiretto se costituito da trave.

x: distanza da asse appoggio sinistro [cm]

A sup.: area efficace di armatura longitudinale superiore [cm²]

C.b. sup.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale superiore [cm]

A inf.: area efficace di armatura longitudinale inferiore [cm²]

C.b. inf.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale inferiore [cm]

M+ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre inferiori [daN*cm]

M+des: momento flettente di progetto che tende le fibre inferiori [daN*cm]

M+ult: momento ultimo per trazione delle fibre inferiori [daN*cm]

x/d: rapporto tra posizione asse neutro e altezza utile

M-ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre superiori [daN*cm]

M-des: momento flettente di progetto che tende le fibre superiori [daN*cm]

M-ult: momento ultimo per trazione delle fibre superiori [daN*cm]

Verifica: stato di verifica

Asl: area di armatura longitudinale tesa per valutazione resistenza taglio [cm²]

Vela: sforzo di taglio elastico [daN]

Vdes: taglio di progetto [daN]

Vrd: [daN]

Rara: famiglia di combinazione di verifica

Mela: momento elastico [daN*cm]

Mdes: momento di progetto [daN*cm]

σ c: tensione di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]

σ c lim.: tensione limite di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]

σ f.: tensione di trazione nell'acciaio [daN/cm²]

σ f lim.: tensione limite di trazione nell'acciaio [daN/cm²]

Elastica+: massima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]

Elastica-: minima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]

Fess.+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]

Fess.-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]

Quasi permanente: famiglia di combinazione di verifica

σ FRP: tensione di trazione nell'FRP [daN/cm²]

σ FRP lim.: tensione limite di trazione nell'FRP [daN/cm²]

Fess. viscosa+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]

Fess. viscosa-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]

I/f: rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente

Bordo: bordo interessato dalla fessura

Rara: famiglia di combinazione per verifica inferiore

Dmax: distanza massima tra le fessure [cm]

Esm: dilatazione media delle barre di armatura

Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure [cm]

Frequente: famiglia di combinazione per verifica inferiore

Quasi permanente: famiglia di combinazione per verifica inferiore

Frequente: famiglia di combinazione di verifica

5.5 VERIFICHE A FLESSIONE

Si verifica la sezione di mezzeria.

$$M = (1.3 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot (1.5 + 1)) \cdot 570^2 / 8 = 231491 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Armatura superiore $2\Phi 5$ $A_f = 0.39 \text{ cm}^2$

Distanza baricentro bordo CA.sup=1.25 cm

Armatura inferiore $2\Phi 8 + 2\Phi 14$ $A_f = 1.0 + 3.08 = 4.08 \text{ cm}^2$

Distanza baricentro bordo CA.inf=($1 \cdot 1.4 + 3.08 \cdot 1.7$)/ $4.08 = 1.63 \text{ cm}$

Per la verifica a flessione della sezione si utilizza il programma di dominio pubblico Vcaslu del prof. Gelfi.

La resistenza del calcestruzzo ($f_{cd} = 14.11 \cdot 0.8 = 11.29$) è stata ridotta del 20% per spessori minori di 5 cm.

5.6 VERIFICA A TAGLIO

Si verifica la sezione a filo appoggio sinistro.

Il taglio agente in SLU è dato da $V_{ed} = (1.3 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 1.5 + 1 \cdot 1.5) \cdot 540 / 2 = 1539 \text{ daN}$

Essendo la sezione priva di armature resistenti a taglio il taglio resistente è dato da NTC18 [4.1.23].

$$d = 240 - 17 = 223 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.947 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.947^{3/2} \cdot (0.83 \cdot 30)^{1/2} = 0.474 \text{ Mpa}$$

$$A_{sl} = 2.78 \text{ cm}^2 \text{ (lunghezza ancorata } 27 + 18 = 45 \text{ cm lbd} = 50 \text{ cm } A_{sl} = 3.08 \cdot 45 / 50 = 2.78 \text{ cm}^2)$$

$$b_w = 10$$

$$\rho_1 = 2.78 / (10 \cdot 22.3) = 0.0125 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot 1.947 \cdot (100 \cdot 0.0125 \cdot 0.83 \cdot 30)^{1/3} / 1.5\} \cdot 100 \cdot 223 = 16387 \text{ N} > 0.474 \cdot 100 \cdot 223 = 10570 \text{ N}$$

5.7 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

5.7.1 Verifica in combinazione rara

$$M = (1.5 + 1.5 + 1) \cdot 570^2 / 8 = 162450 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Si è assunto il reale rapporto dei moduli $n = 2060000 / 314471 = 6.55$

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto-Sez. Rett. | Sismica | Normativa NTC 2008 |

TITOLO: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	4	1	0.39	1.25
2	10	20	2	4.08	22.33

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

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

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

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

Materiali:

B450C C25/30

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yk} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 206.000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
 E_s/E_c 15.55 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{yk} 1.9 % G_{c,adm} 9.75
 G_{c,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -7.055 N/mm²
 σ_s 190.6 N/mm²
 ε_s 0.925 %
 d 22.33 cm
 x 4.358 x/d 0.1952
 ρ 0.7

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompressa

5.7.2 Verifica in combinazione quasi permanente

$$M = (1.5 + 1.5 + 1 \cdot 0.3) \cdot 570^2 / 8 = 134021 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

In considerazione della viscosità ($\varphi=2$) si assume un modulo elastico del calcestruzzo ridotto

$$E_c = 314471 / (1 + 2) = 104823 \text{ daN/cm}^2$$

Il rapporto dei moduli assunto è $n = 2060000 / 104823 = 19.65$

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto-Sez. Rett. | Sismica | Normativa NTC 2008 |

TITOLO: _____

N° strati barre: 2 **Zoom:** _____

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	4	1	0.39	1.25
2	10	20	2	4.08	22.33

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 13.4021 kNm
M_{prEd} 0 kNm

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

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

Materiali:

B450C C25/30

E_{su} 70.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yk} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 206.000 N/mm² f_{cd} 11.29 %
 E_s/E_c 19.65 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{yk} 1.9 % G_{c,adm} 9
 G_{c,adm} 360 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -4.007 N/mm²
 σ_s 160.8 N/mm²
 ε_s 0.7806 %
 d 22.33 cm
 x 7.437 x/d 0.3331
 ρ 0.8563

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompressa

5.8 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

Si analizza sezione in mezzaria.

In mancanza della circolare esplicativa si fa riferimento alla circolare 617 C.S.LL.PP.

5.8.1 Valutazione di Δsmax [C4.1.17]

$$K3 = 3.4$$

$$C = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 K1 &= 0.8 \\
 K2 &= 0.5 \\
 K4 &= 0.425 \\
 Feq &= (2 \cdot 0.8^2 + 2 \cdot 1.4^2) / (2 \cdot 0.8 + 2 \cdot 1.4) = 1.18 \text{ cm} \\
 \Delta_{smax} &= 3.4 \cdot 1 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 1.18 / 0.1 = 5.4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.8.2 Verifica in combinazione rara

Valutazione di ϵ_{sm} [C4.1.16]

$$\begin{aligned}
 k_t &= 0.6 \text{ (carichi di breve durata)} \\
 \text{distanza dal bordo baricentro armatura tesa } c &= 1.63 \text{ cm} \\
 \text{asse neutro } x &= 4.36 \text{ cm} \\
 h_{c,ef} &= \min(\min(2.5 \cdot 1.63, (24 - 4.36)/3), 24/2) = 4.07 \\
 A_{c,eff} &= 10 \cdot 4.07 = 40.7 \text{ cm}^2 \\
 \rho_{eff} &= 4.08 / 40.7 = 0.1 \\
 E_{cm} &= 314471 \text{ daN/cm}^2 \\
 \alpha_e &= 2060000 / 314471 = 6.55 \\
 \sigma_s &= 1939 \text{ daN/cm}^2 \\
 f_{ctm} &= 25.6 \text{ daN/cm}^2 \\
 \epsilon_{sm} &= (1939 - 0.6 \cdot 25.6 / 0.1 \cdot (1 + 6.55 \cdot 1)) / 2060000 = 0.000818 > 0.6 \cdot 1939 / 2060000 = 0.000565
 \end{aligned}$$

$$Wd = 0.000818 \cdot 5.4 = 0.00441 \text{ cm}$$

5.8.3 Verifica in combinazione frequente

Valutazione di ϵ_{sm} [C4.1.16]

$$\begin{aligned}
 k_t &= 0.4 \text{ (carichi di lunga durata)} \\
 \text{distanza dal bordo baricentro armatura tesa } c &= 1.63 \text{ cm} \\
 \text{asse neutro } x &= 4.36 \text{ cm} \\
 h_{c,ef} &= \min(\min(2.5 \cdot 1.63, (24 - 4.36)/3), 24/2) = 4.07 \\
 A_{c,eff} &= 10 \cdot 4.07 = 40.7 \text{ cm}^2 \\
 \rho_{eff} &= 4.08 / 40.7 = 0.1 \\
 E_{cm} &= 314471 \text{ daN/cm}^2 \\
 \alpha_e &= 2060000 / 314471 = 6.55 \\
 M &= (1.5 + 1.5 + 0.5) \cdot 570^2 / 8 = 142143 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\
 \sigma_s &= 1939 \cdot 142143 / 162450 = 1697 \text{ daN/cm}^2 \\
 f_{ctm} &= 25.6 \text{ daN/cm}^2 \\
 \epsilon_{sm} &= (1697 - 0.4 \cdot 25.6 / 0.1 \cdot (1 + 6.55 \cdot 1)) / 2060000 = 0.00074 > 0.6 \cdot 1697 / 2060000 = 0.000494
 \end{aligned}$$

$$Wd = 0.00074 \cdot 5.4 = 0.004004 \text{ cm}$$

5.8.4 Verifica in combinazione quasi permanente

Valutazione di ϵ_{sm} [C4.1.16]

$$\begin{aligned}
 k_t &= 0.4 \text{ (carichi di lunga durata)} \\
 \text{distanza dal bordo baricentro armatura tesa } c &= 1.63 \text{ cm} \\
 \text{asse neutro } x &= 4.36 \text{ cm} \\
 h_{c,ef} &= \min(\min(2.5 \cdot 1.63, (24 - 4.36)/3), 24/2) = 4.07 \\
 A_{c,eff} &= 10 \cdot 4.07 = 40.7 \text{ cm}^2 \\
 \rho_{eff} &= 4.08 / 40.7 = 0.1 \\
 E_{cm} &= 314471 / (1 + 2) = 104823 \text{ daN/cm}^2 \\
 \alpha_e &= 2060000 / 104823 = 19.65 \\
 \sigma_s &= 1608 \text{ daN/cm}^2 \\
 f_{ctm} &= 25.6 \text{ daN/cm}^2 \\
 \epsilon_{sm} &= (1608 - 0.4 \cdot 25.6 / 0.1 \cdot (1 + 19.65 \cdot 1)) / 2060000 = 0.000633 > 0.6 \cdot 1608 / 2060000 = 0.000468
 \end{aligned}$$

$$Wd = 0.000633 \cdot 5.4 = 0.00342 \text{ cm}$$

5.9 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ ELASTICA

Si valutano le frecce in combinazione quasi permanente.

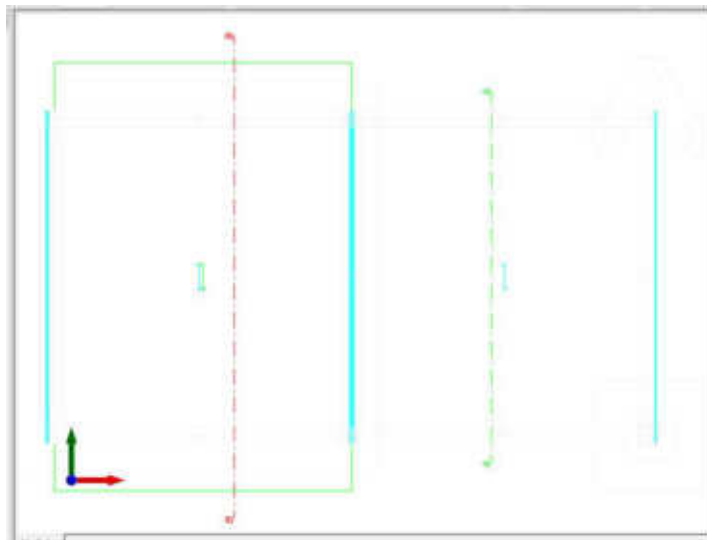
Inerzia della sezione $J=21333 \text{ cm}^4$

$$f = 5 \cdot (1.5 + 1.5 + .3) \cdot 570^4 / 384 / 314471 / 21333 = 0.676 \text{ cm}$$

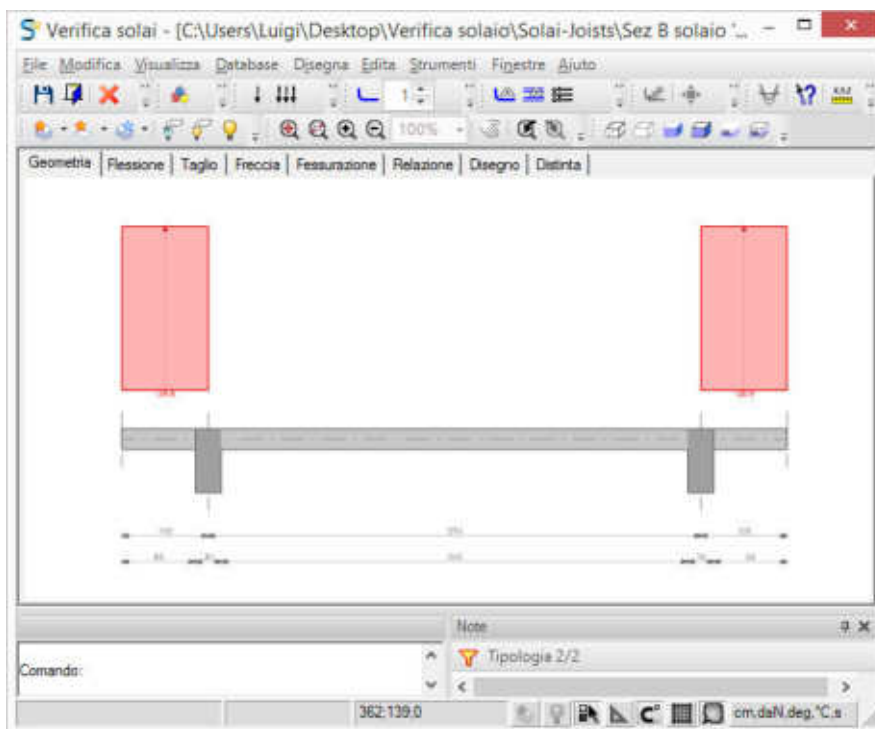
5.10 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ CONSIDERANDO LA VISCOSITÀ

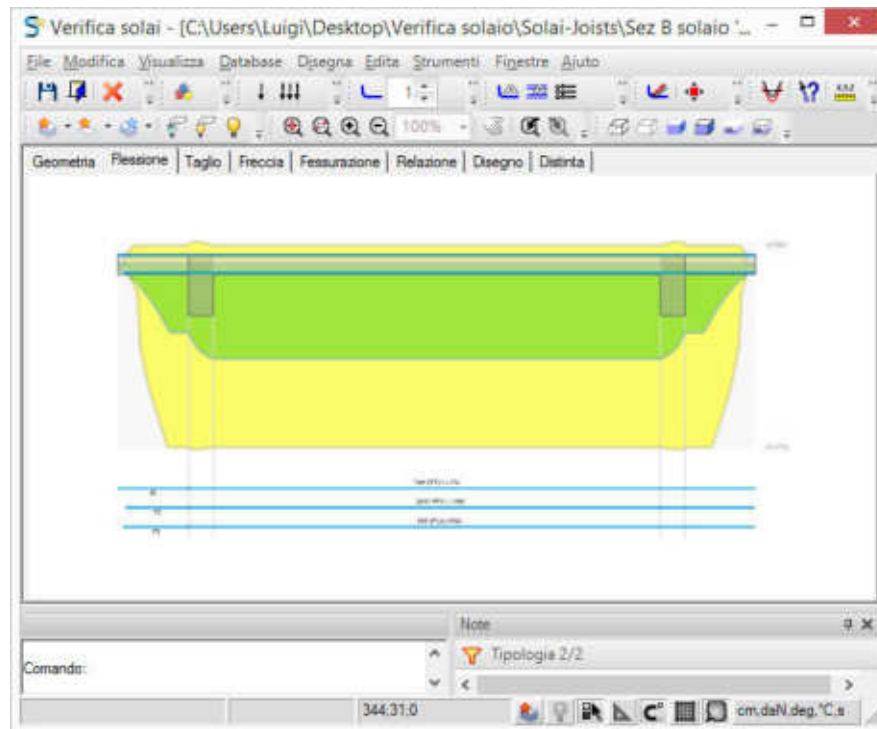
5.10.1 Generalità

Per potere riprodurre con semplicità le verifiche è opportuno utilizzare un altro esempio. Allo scopo si richiede la verifica della sezione B di figura.



La freccia viene ottenuta come diagramma di momento flettente della trave caricata con le curvature. All'interno dell'ambiente di verifica del solaio vengono modificate sia le armature che i carichi in modo da ottenere curvature costanti in tutte le sezioni della campata. Si tara il carico sulle mensole in modo da ottenere un momento flettente pari al valore in mezzeria della sez. A per utilizzare la verifica già svolta.





La presenza delle barre è considerata con un rapporto dei moduli di elasticità longitudinale che considera la viscosità ($\phi=2$):

$$E_{cm}=314471/(1+2)=104823 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Rapporto dei moduli } \alpha_e=2060000/104823=19.65$$

Nel valutare la curvatura si considera lo stato non fessurato se in combinazione rara la trazione nel calcestruzzo non ha superato la resistenza media a trazione f_{ctm} . Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato considerando l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure con le modalità indicate in C4.1.1.1.1. Il calcolo è eseguito per conci. Nel caso in esame la campata è tutta fessurata ed il momento di inerzia della sezione J_{ts} è costante.

5.10.2 Calcolo del momento di inerzia secondo [C4.1.11]

Sezione fessurata

$$X \text{ asse neutro} = 7.451 \text{ cm}$$

Momento statico attorno asse neutro:

$$S=40 \cdot 4 \cdot (7.451-2)+10 \cdot 7.451^2/2+19.65 \cdot (2 \cdot .196 \cdot (7.451-1.25)-2 \cdot .5 \cdot (24-1.4-7.451)-2 \cdot 1.54 \cdot (24-1.7-7.451))$$

$$S=872.2+277.6+19.65 \cdot (2.43-15.149-45.735)=1149.8-1148.6=1.2 \approx 0$$

$$J_f=50 \cdot 7.451^3/3-40 \cdot (7.451-4)^3/3+19.65 \cdot (2 \cdot .196 \cdot (7.451-1.25)^2+2 \cdot .5 \cdot (24-1.4-7.451)^2+2 \cdot 1.54 \cdot (24-1.7-7.451)^2)$$

$$J_f=6346+19.65 \cdot (15.073+229.492+679.118)=6346+18104=24450 \text{ cm}^4$$

Sezione interamente reagente

$$\text{Area}=50 \cdot 4+20 \cdot 10+19.65 \cdot 2 \cdot (.196+.5+1.54)=488 \text{ cm}^2$$

$$S=40 \cdot 4^2/2+10 \cdot 24^2/2+19.65 \cdot 2 \cdot (.196 \cdot 1.25+.5 \cdot (24-1.4)+1.54 \cdot (24-1.7))$$

$$S=3200+1803=5003 \text{ cm}^3$$

$$\text{Asse neutro } X=5003/488=10.25 \text{ cm}$$

$$J_g=50 \cdot 10.25^3/3-40 \cdot (10.25-4)^3/3+10 \cdot (24-10.25)^3/3+19.65 \cdot 2 \cdot (.196 \cdot (10.25-1.25)^2+.5 \cdot (24-10.25-1.4)^2+1.54 \cdot (24-10.25-1.7)^2)$$

$$J_g=23358+12408=35766 \text{ cm}^4$$

Considerazione del calcestruzzo teso tra le fessure [C4.1.11]

$$f_{ctm}=25.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_{inf}=35766/(24-10.25)=2601 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento di fessurazione } M_f=25.6 \cdot 2601=66585 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento agente } M=134021 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\beta=M_f/M=66590/134021=0.497$$

$$\zeta=1-.5 \cdot 0.497^2=0.876 \text{ [C4.1.12]}$$

$$J_{ts}=0.876 \cdot 24450+(1-0.876) \cdot 35766=25853 \text{ cm}^4$$

5.10.3 Valutazione della freccia

$M=13400 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

Curvatura $M/(E\cdot J)=134000/(104823\cdot 25853)=4.94466\text{e-}5 \text{ cm}^{-1}$

$f=4.94466\text{e-}5\cdot 570^2/8=2.008 \text{ cm}$

Si riporta lo stralcio della relazione di calcolo della campata della sezione B.

Campata 2

Verifiche a flessione

x	A sup	CA. sup	A inf	CA. inf	M+ela	M+des	x/d	M+ult.	M-ela	M-des	x/d	M-ult.	Verifica
0	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	161135	0.115	340790					Si
15	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
152	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
285	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
418	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
555	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
570	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	161135	0.115	340790					Si

Verifiche a taglio

x	Asl+	Asl-	Vrd+	Vrd-	Vrcd+	Vrcd-	V+	V+ult	V-	V-ult	Verifica
0	4.08	4.08	5451	-5451	35516	-35516	71	5451	-71	-5451	Si
15	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
152	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
285	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
418	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
555	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
570	4.08	4.08	5451	-5451	35516	-35516	71	5451	-71	-5451	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente						Verifica
	M+ela	M+des	σ c+	σ f+	M-ela	M-des	σ c-	σ f-	M+ela	M+des	σ c+	M-ela	M-des	σ c-	
0	134000	123950	53.5	1468.5					134000	123950	34.4				Si
15	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
152	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
285	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
418	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
555	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
570	134000	123950	53.5	1468.5					134000	123950	34.4				Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Rara inferiore			Frequente inferiore		Quasi permanente inferiore			Rara superiore			Frequente superiore		Quasi permanente superiore			Verifica
	Dmax	Esm	Wd	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
15	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
152	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
285	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
418	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
555	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
570	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				l/f	Verifica
	Elastica +	Elastica -	Fessurabile +	Fessurabile -	Elastica +	Elastica -	Fessurabile +	Fessurabile -	Elastica +	Elastica -	Fessurabile e viscosa +	Fessurabile e viscosa -		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9999	Si
15	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.204	0.204	2791	Si
152	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.566	1.566	364	Si
285	0.811	0	1.446	1.446	0.811	0	1.446	1.446	0.811	0	2.003	2.003	285	Si
418	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.566	1.566	364	Si
555	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.204	0.204	2791	Si
570	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9999	Si

5.11 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad		Analitico	Scarto
Sez. A Med	231491	231491	0 %	
Sez A Mrd	337205	335600	0.48%	
Ved	1539			1539
Vrd	1638		1638	0%
σ c rara	70.3	70.3	0%	
σ f rara	1923	1906	1.9%	
σ c quasi permanente	41	40.9	0%	

Wd rara	0.0044	0.0044	0%
Wd frequente	0.004	0.004	0%
Wd quasi permanente	0.0035	0.00342	2.28%
Freccia elastica quasi perm.	0.676	0.676	0%
Freccia viscosa quasi perm.	2.003	2.008	0.2%

6 Lastra rettangolare in c.a. appoggiata al contorno

6.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati di Sismicad 12 ed in particolare del modulo di verifica delle piastre.

A questo scopo, ai fini della valutazione della correttezza dei risultati prodotti dal solutore agli elementi finiti, si è deciso di studiare una struttura semplice risolvendola con Sismicad 12 facendo riferimento a risultati noti presenti in letteratura.

Sono state poi controllati i risultati di verifica di alcune sezioni in c.a.

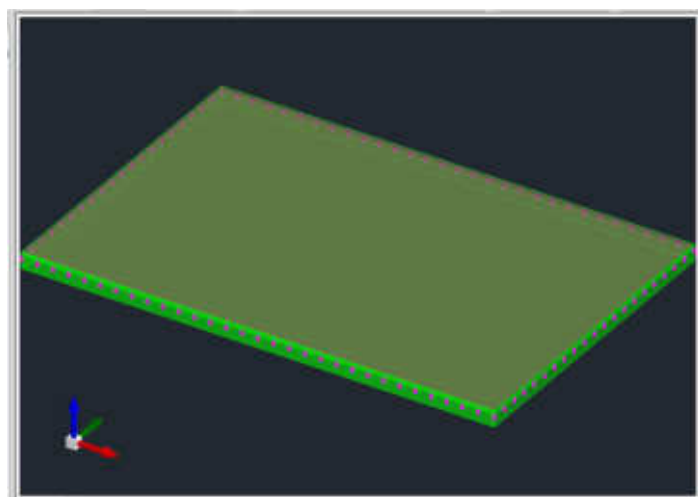
6.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra rettangolare appoggiata 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

6.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

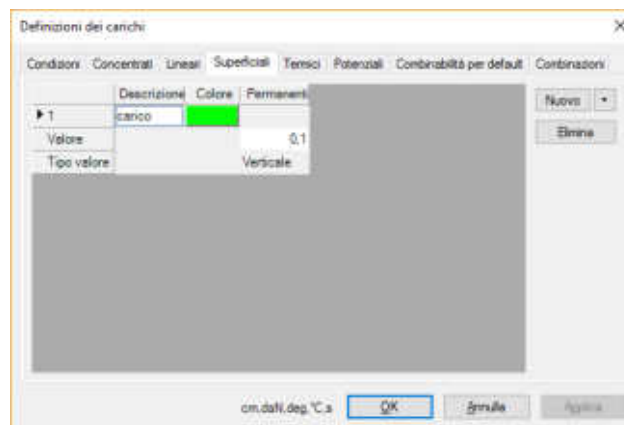
L'esempio si riferisce ad una lastra piana in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 600 cm, dello spessore di 20 cm semplicemente appoggiata alle estremità e caricata con un permanente uniforme $q_z = -1000 \text{ daN/m}^2$ oltre al peso proprio.

La lastra è analizzata in condizioni non sismiche e le verifiche dei c.a. sono condotte secondo NTC18.



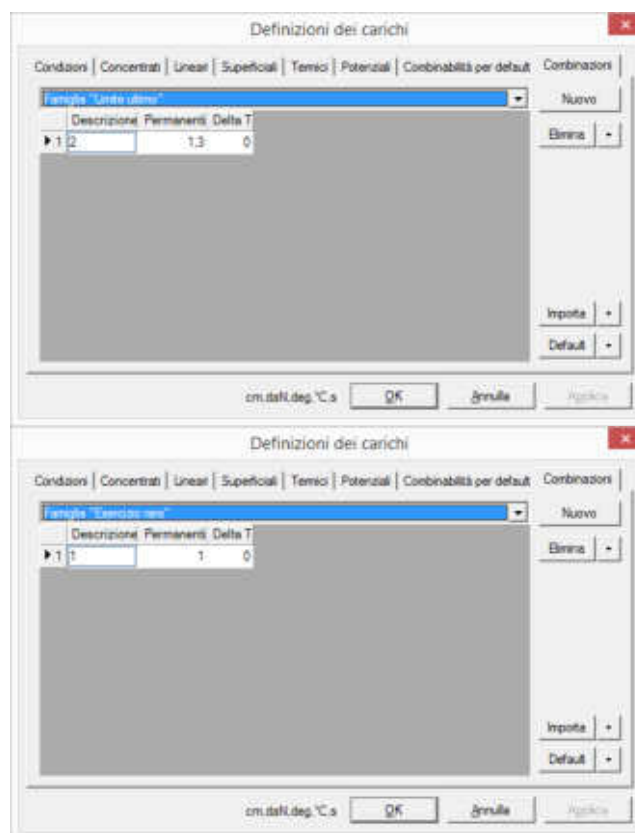
6.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico superficiale uniforme $q=1000 \text{ daN/cm}^2$ con direzione coincidente con l'asse z e verso contrario.

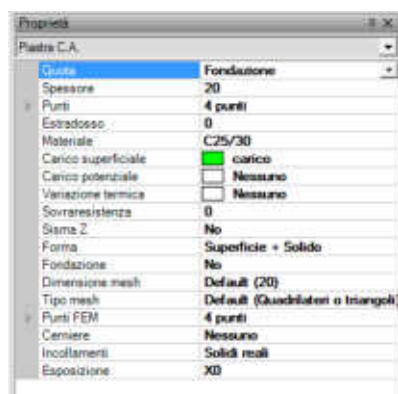


Esso viene attribuito alla piastra.

6.3.2 Combinazioni utilizzate



6.3.3 Caratteristiche della piastra



6.3.4 Caratteristiche del calcestruzzo

6.4 PREFERENZE

6.5 VALUTAZIONE DELLA FRECCIA

6.5.1 Freccia valutata con le formulazioni proposte dalla teoria

I riferimenti bibliografici si possono trovare sul libro Scienza delle costruzioni vol.3– Odone Belluzzi-Zanichelli.

$$b=600\text{cm}$$

$$a=400\text{cm}$$

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

$$\nu=0.1$$

$$E=314471\text{daN/cm}^2$$

$$q=1500\text{ daN/m}^2=0.15\text{ daN/cm}^2$$

$$B=1/12 \cdot s^3 \cdot E / (1 - \nu^2) = 1/12 \cdot 20^3 \cdot 314471 / (1 - 0.1^2) = 2.11764 \text{ E08 daNcm}$$

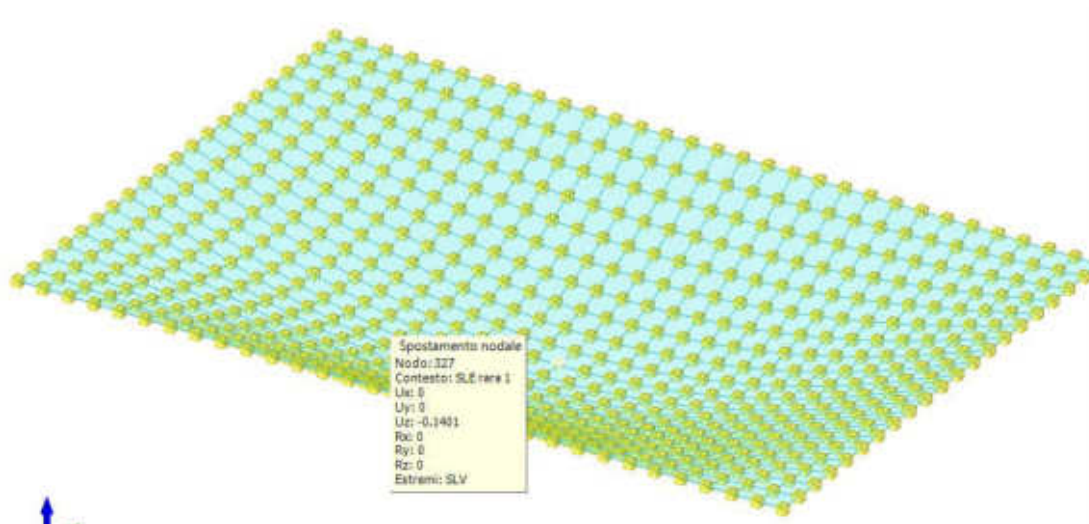
$$c_f = c_f(b/a) = 0.00775$$

il valore di c_f è dipendente dal rapporto tra le dimensioni della lastra ($b/a = 1.5$). I valori di questo parametro sono proposti in *Theory of plates and shells* – S. Timoshenko - New York McGraw-Hill – (1940).

$$f=c_f \cdot q \cdot a^4 / B=0.00775 \cdot 0.15 \cdot 400^4 / .11764 \text{ E08} =0.14053 \text{ cm}$$

6.5.2 Freccia valutata con il programma

La freccia fornita dal programma si può vedere dall'immagine seguente individuando il nodo centrale $n=327$.



La freccia fornita è praticamente la stessa di quella calcolata con la teoria classica delle lastre piane.

6.6 VALUTAZIONE DEI MOMENTI M_x , M_y

6.6.1 Momenti valutati con le formulazioni proposte dalla teoria in combinazione caratteristica

I momenti flettenti per unità di lunghezza al centro della lastra m_x , m_y possono essere calcolati in dipendenza del rapporto tra i lati della lastra b/a .

$$b=600\text{cm}$$

$$a=400\text{cm}$$

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

$$v=0.1$$

$$E=314471\text{daN/cm}^2$$

$$q=1500\text{ daN/m}^2=0.15\text{ daN/cm}^2$$

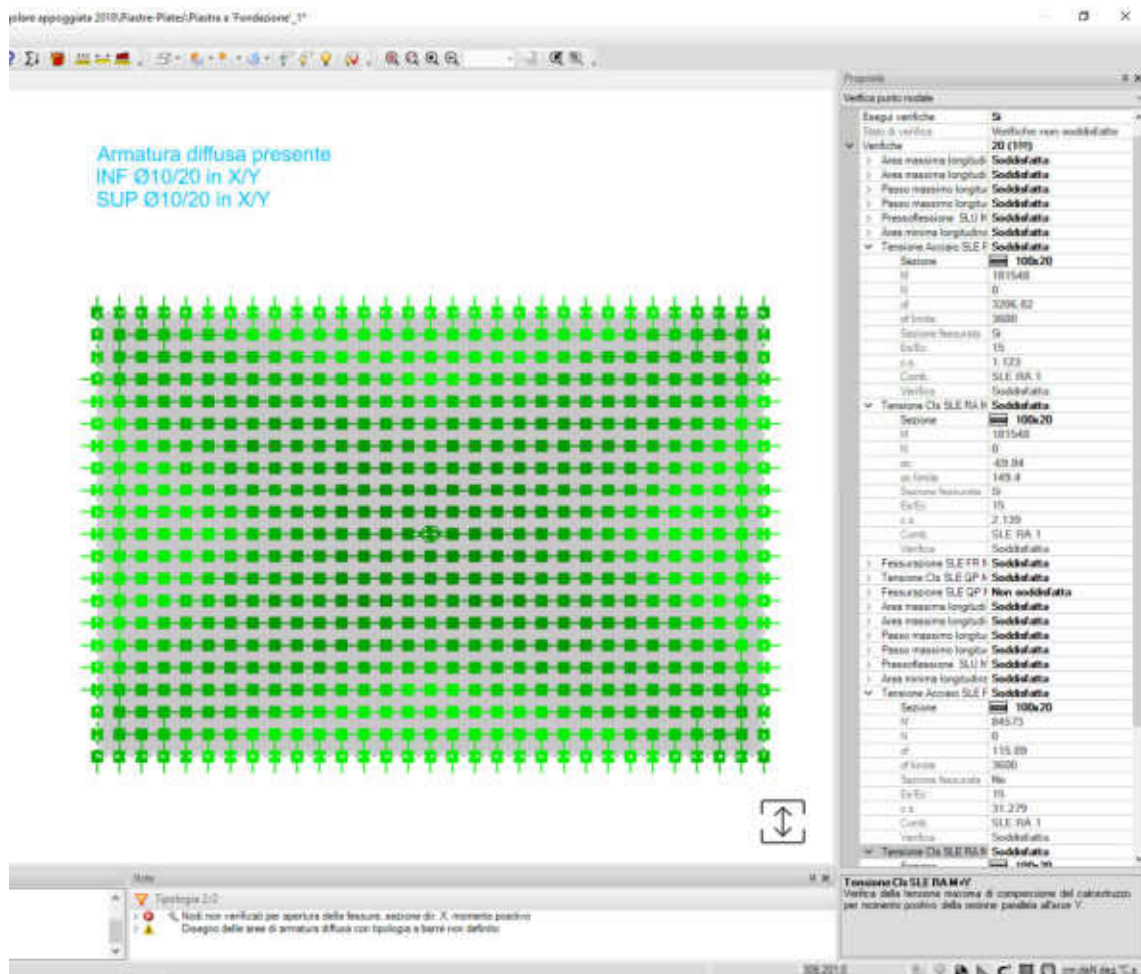
$$m_x=(c_1+c_2 \cdot v) \cdot q \cdot a^2=(0.0728+0.1 \cdot 0.0280) \cdot 0.15 \cdot 400^2=1814.4\text{ daNcm/cm}$$

$$m_y=(c_2+c_1 \cdot v) \cdot q \cdot a^2=(0.0280+0.1 \cdot 0.0728) \cdot 0.15 \cdot 400^2=846.7\text{ daNcm/cm}$$

I valori di c_1 e c_2 sono dipendenti dal rapporto b/a ($=1.5$). Essi si trovano nella teoria classica delle lastre piane (Il carico della lastra piana rettangolare con carico uniformemente ripartito – M. Salvati – Bari, Accolti (1936))

6.6.2 Momenti valutati dal programma

Si richiede la verifica del nodo centrale evidenziando le verifiche in combinazione rara nelle due direzioni.



Come si può notare i momenti calcolati sono praticamente gli stessi di quelli ottenuti in letteratura.

6.7 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN COMBINAZIONE RARA

Si verificano le sezioni orizzontale (di normale y) e verticale (di normale x) in corrispondenza al nodo centrale della piastra.

6.7.1 Risultati in Sismicad

Sono riportati nella figura precedente.

6.7.2 Risultati analitici

Si analizzano le sezioni in corrispondenza del nodo centrale.

Per entrambe le sezioni si ha:

$$b=100$$

$$h=20$$

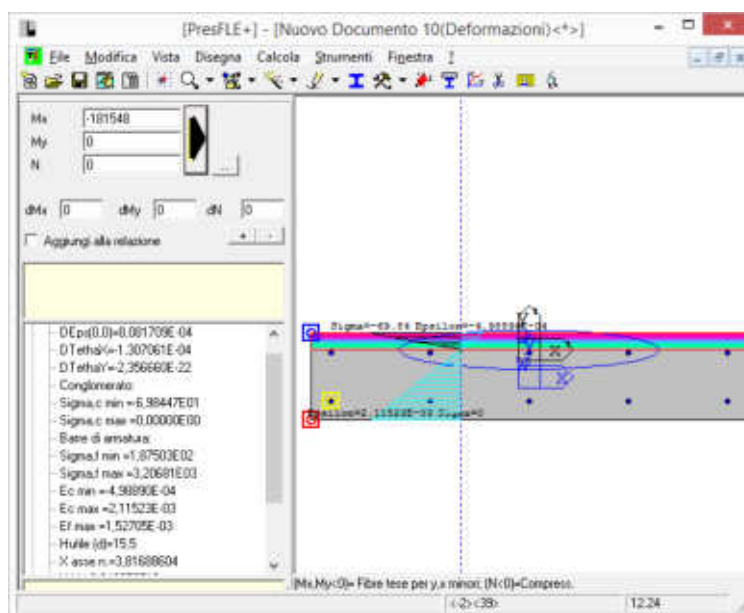
$$A_{f,inf}=A_{f,sup}=3.925 \text{ cm}^2 \text{ (5 diam.10)}$$

Per la sezione di normale y si ha:

$$c_{inf}=3+1+.5=4.5 \text{ cm (distanza del baricentro armature dal bordo inferiore)}$$

$$c_{sup}=3+1+.5=4.5 \text{ cm (distanza del baricentro armature dal bordo superiore)}$$

La verifica della sezione viene condotta con il programma Presfle.



Per la sezione di normale x si ha:

$c_{inf}=3+.5=3.5$ cm (distanza del baricentro armature dal bordo inferiore)

$c_{supf}=3+.5=3.5$ cm (distanza del baricentro armature dal bordo superiore)

Essendo la sezione non fessurata le tensioni si valutano a sezione interamente reagente:

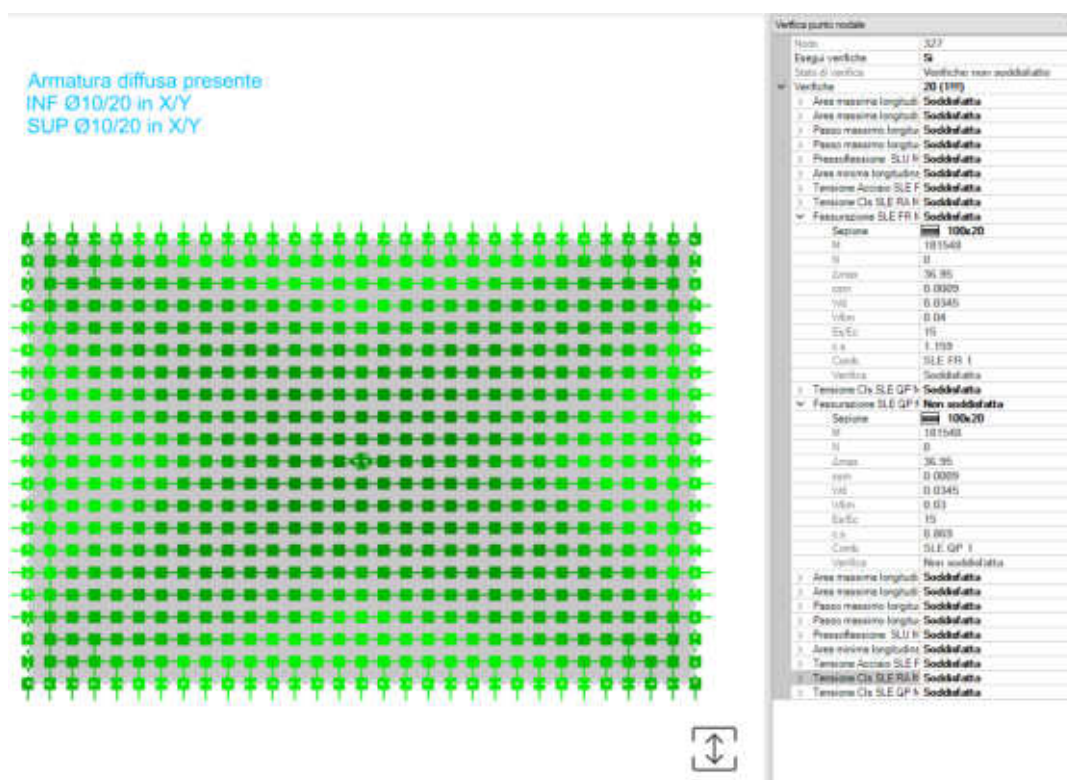
$$J=100*20^3/12+2*15*3.925*(10-3.5)^2=71642 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s=15*84573*(10-3.5)/71642=115 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c=84573*10/71642=11.8 \text{ daN/cm}^2$$

6.8 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

6.8.1 Risultati in Sismicad



6.8.2 Risultati analitici

Con riferimento a [C4.1.16] si ha:

$$\sigma_s = 3207 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot ((25+8)/10)^{.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_e = 2060000/31475 = 6.54$$

$$x = 3.83 \text{ cm (posizione asse neutro)}$$

Anche le armature superiori risultano in trazione.

$$h_{c,eff} = \min[2.5 \cdot 10], [(20-3.83)/3], [10] = \min[25], [5.39], [10] = 5.39 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = 539 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = 2 \cdot 3.925/539 = 0.01456$$

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ctm} = .3 \cdot 25^{(2/3)} = 2.565 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = (3207 - .4 \cdot 25.65 \cdot (1 + 6.54 \cdot 0.01456)) / (0.01456) / 2060000 = 2435/2060000 = 0.00118$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.6 \cdot 3207/2060000 = 1924/2060000 = 0.000934$$

con riferimento a NTC08 [C4.1.17] si ha

$$\Delta_{smax} = 3.4 \cdot 4 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 1/0.01456 = 13.6 + 11.67 = 25.3 \text{ cm}$$

$$W_d = 0.00118 \cdot 25.3 = 0.0298 \text{ cm}$$

Considerando in trazione le sole armature inferiori si avrebbe:

$$h_{c,eff} = \min[2.5 \cdot 4.5], [(20-3.83)/3], [10] = \min[11.25], [5.39], [10] = 5.39 \text{ cm}$$

$$\rho_{eff} = 3.925/539 = 0.007282$$

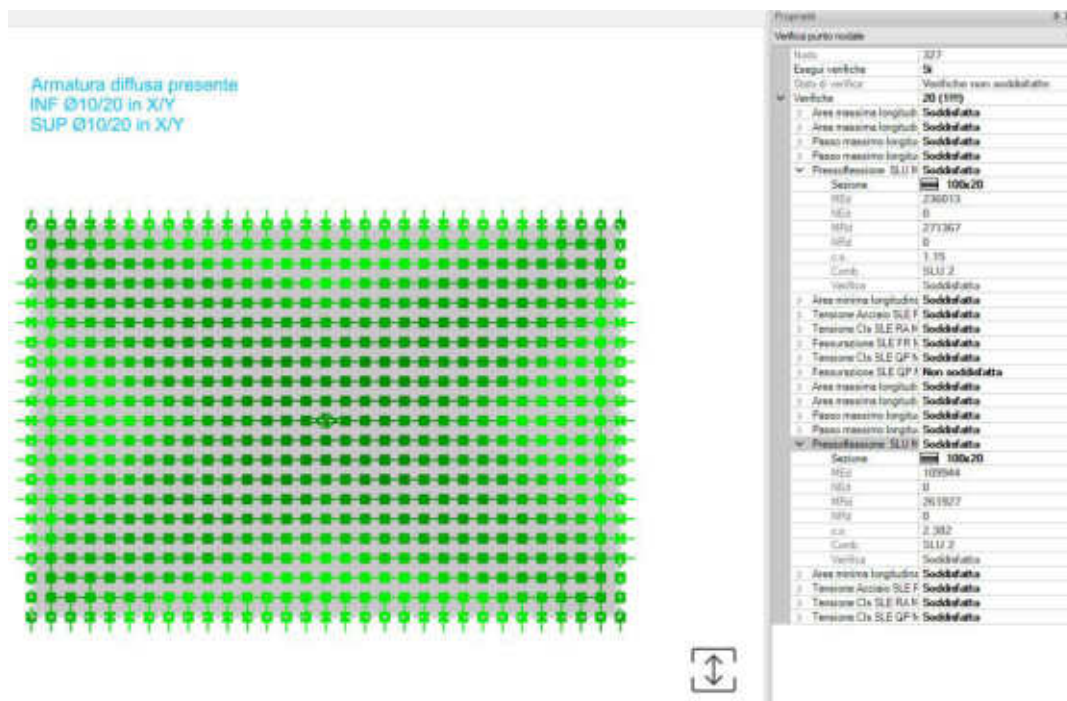
$$\varepsilon_{sm} = (3207 - .4 \cdot 25.65 \cdot (1 + 6.54 \cdot 0.007282)) / (0.007282) / 2060000 = 1731/2060000 = 0.00084$$

$$\Delta_{smax} = 3.4 \cdot 4 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 1/0.007282 = 13.6 + 23.4 = 37 \text{ cm}$$

$$W_d = 0.000934 \cdot 37 = 0.035 \text{ cm}$$

6.9 VERIFICHE DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

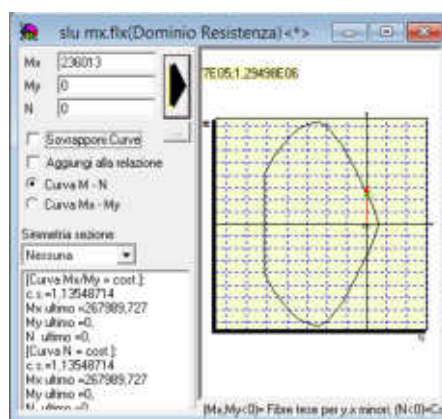
6.9.1 Risultati in Sismicad



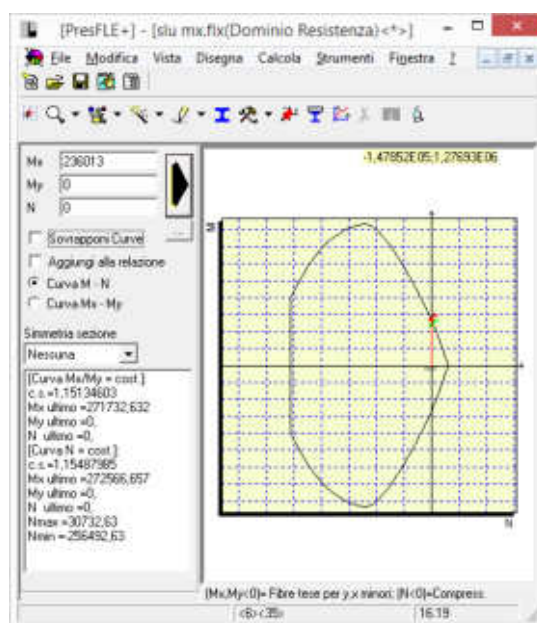
6.9.2 Risultati analitici

Le verifiche delle sezioni vengono condotte con il programma Presfle

Sezione di normale y.



Sezione di normale x.



6.10 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Freccia f	0.1401 cm	0.1405 cm	0.28 %
Momento m_x	1815.4	daNcm/cm4.4 daNcm/cm4.4	0.055 %
Momento m_y	845.7	daNcm/cm 7 daNcm/cm846.	0.12 %
Sigma,c rara Mx	-69.8 daN/cm ²	-69.8daN/cm ²	0%
Sigma,f rara Mx	3207 daN/cm ²	3207 ²	0% daN/cm
Sigma,c rara My	-11.8 daN/cm ²	-11.8 ²	0% daN/cm
Sigma,f rara My	115 daN/cm ²	115 ²	0% daN/cm
W_d	0.0345 cm	0.035 cm	
Mx ultimo	271367 daN*cm	271732 daN*cm	0.13%
My ultimo	261927 daN*cm	262916 daN*cm	0.38%

7 Medie delle sollecitazioni nelle piastre in c.a.

7.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

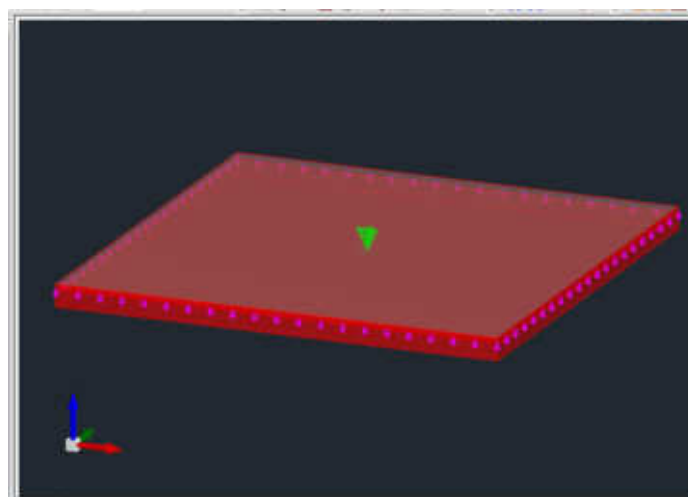
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda valutazione delle medie delle sollecitazioni nella sezione di verifica anche in dipendenza della dimensione delle mesh in cui la piastra viene suddivisa.

7.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra controllo medie 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

7.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si riferisce ad una lastra piana in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 400 cm, dello spessore di 20 cm semplicemente appoggiata alle estremità e caricata nel centro con un carico concentrato permanente $P_z = -10000 \text{ daN}$. Nell'esempio viene valutato il momento flettente in una sezione di verifica di larghezza 100 cm posta nel centro della piastra. Per simmetria è indifferente la scelta della sezione di normale x o y.

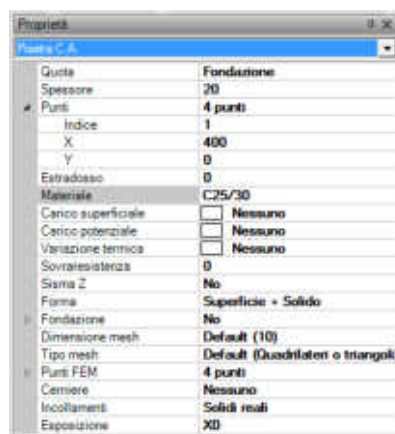


7.3.1 Considerazioni generali

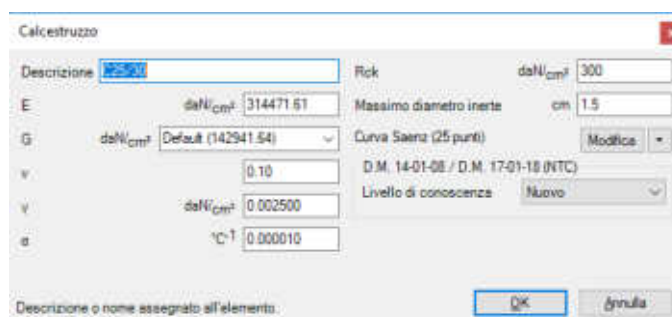
La presenza di azioni concentrate (carichi concentrati, reazione di appoggi puntiformi) produce nel modello picchi di momento flettente in corrispondenza della azione concentrata. La valutazione della sollecitazione media di momento sulla sezione di verifica ha lo scopo di evitare sovradimensionamenti delle armature.

Sulle diverse modalità di valutazione delle medie legate alla possibile variazione di segno del momento lungo la sezione di verifica si consultì il manuale. Nel caso proposto il momento non cambia di segno lungo la sezione di verifica per cui risulta indifferente la metodologia scelta per la valutazione della media.

7.3.4 Caratteristiche della piastra

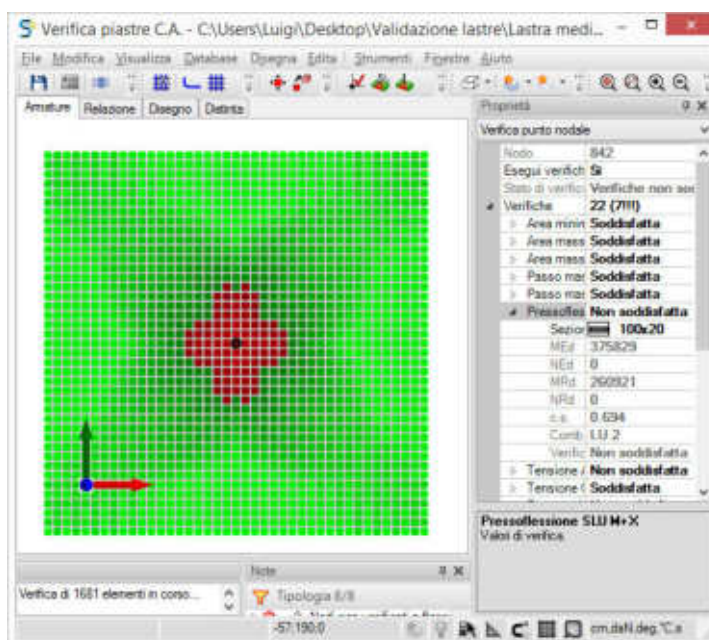


7.3.5 Caratteristiche del calcestruzzo



7.4 MEDIA VALUTATA DAL PROGRAMMA

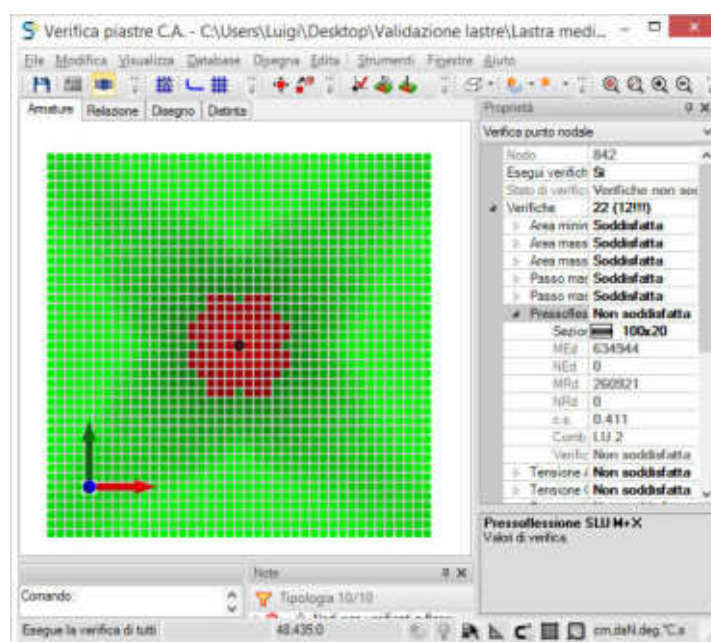
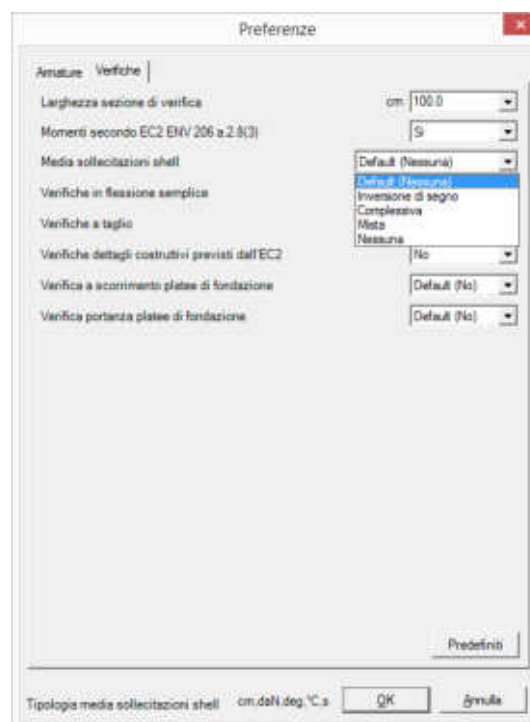
Per ottenere una buona precisione dei risultati si è modellata la piastra con mesh di 10 cm.

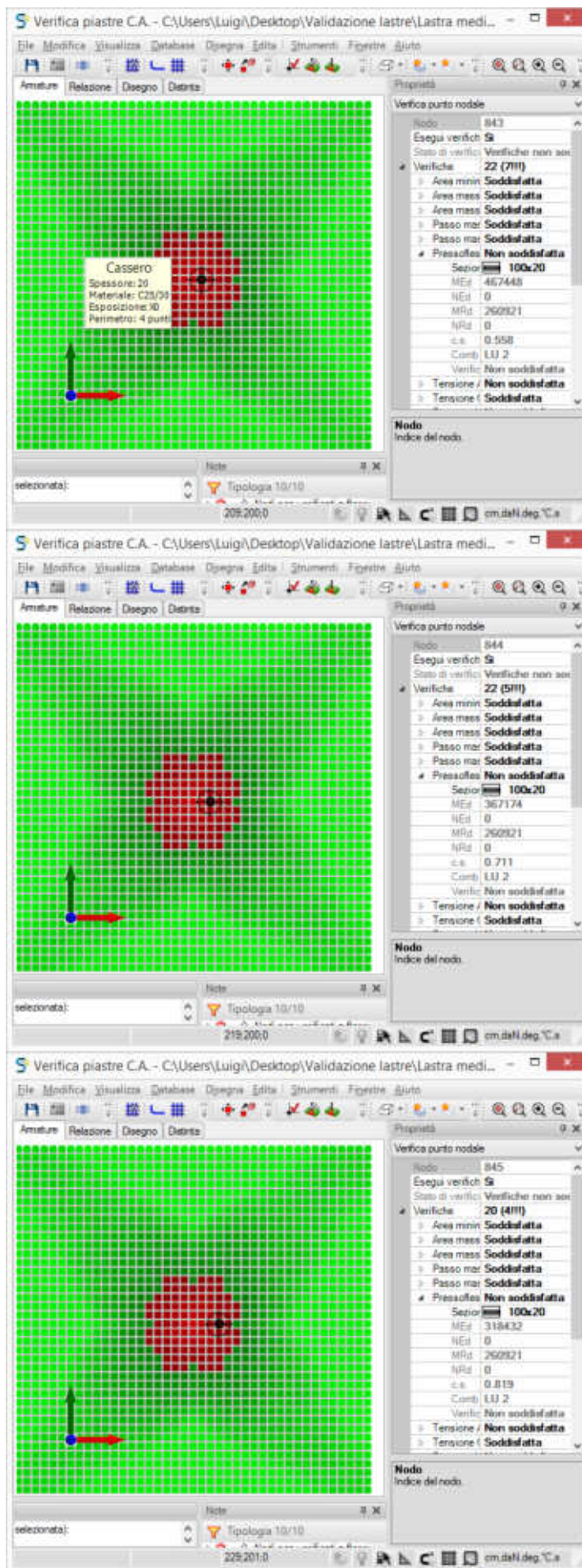


Per individuare il valore di momento flettente valutato dal programma si visualizza la verifica in combinazione SLU.

7.5 VALUTAZIONE DELLA MEDIA

Per calcolare analiticamente la media in oggetto si modificano le preferenze di verifica escludendo l'applicazione delle medie. Dopo avere richiesto la riverifica delle sezioni si procede alla lettura delle sollecitazioni di momento nei nodi interessati dalla sezione di verifica. Per motivi di simmetria si esaminano solo 6 nodi.





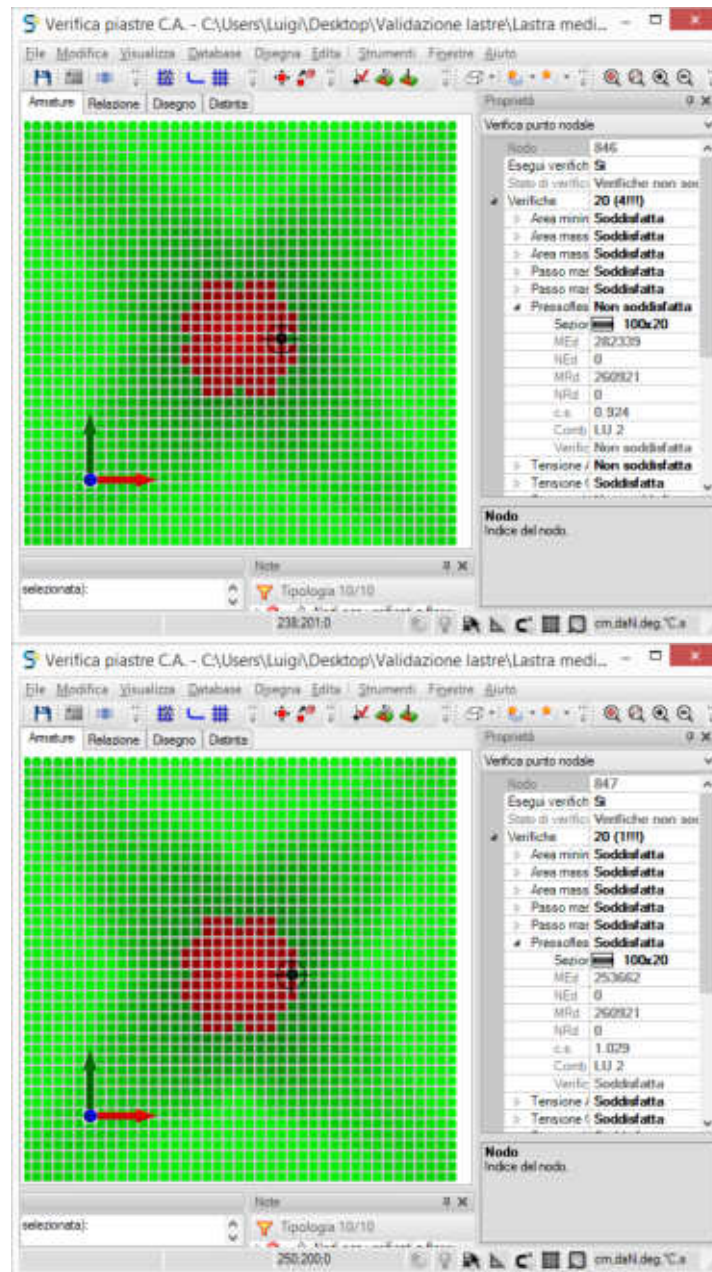


Tabella dei valori non mediati nei nodi.

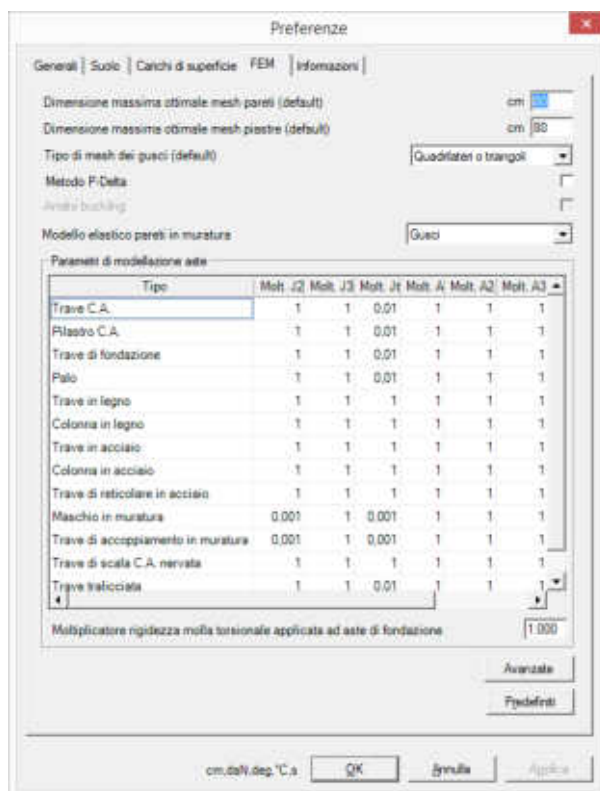
nodo	Momento	(daN*cm/cm)
842	634944	
843	467448	
844	367174	
845	318432	
846	282339	
847	253662	

Media sulla intera sezione:

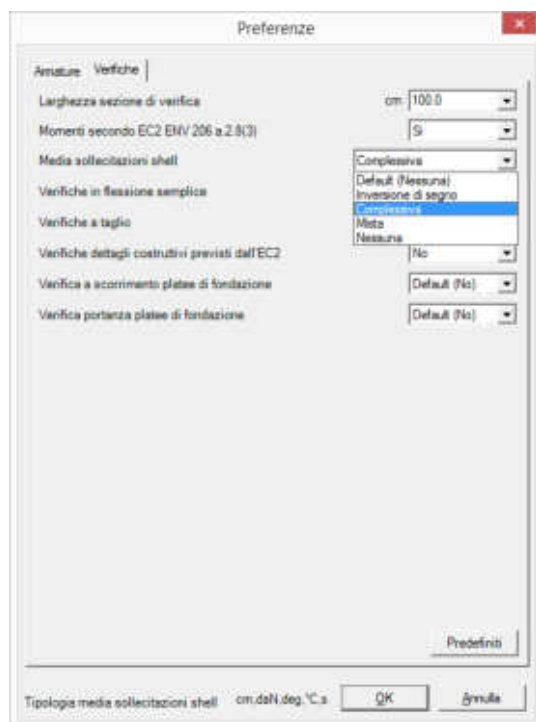
$$[634944+2*(467448+367174+318432+282339)+253662]/10=375939 \text{ daN*cm/cm}$$

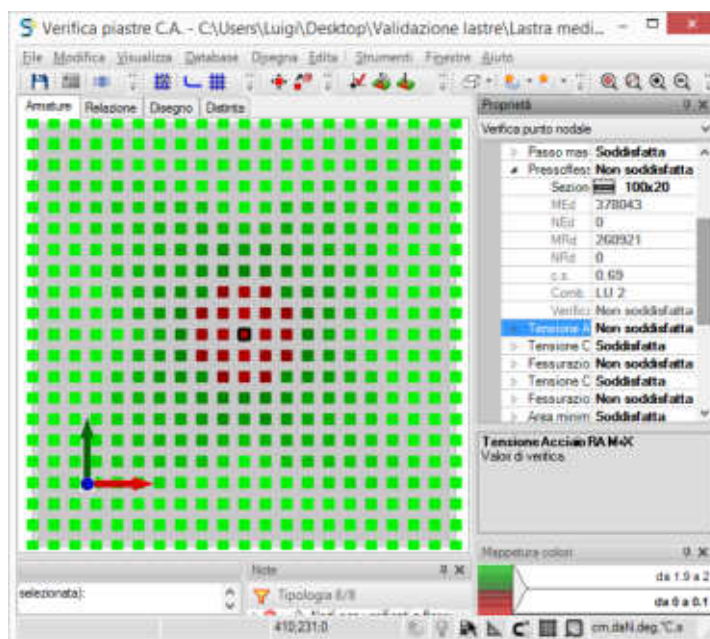
7.6 INFLUENZA NELLA MEDIA DELLA DIMENSIONE DELLE MESH

Per valutare la influenza della dimensione delle mesh nella valutazione delle medie si è modificata la dimensione da 10 cm a 80 cm.



Risolto nuovamente il modello si è richiesta la verifica con valutazione delle medie.





7.7 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Momento mesh=10 cm	375829 daNcm/cm	375939 daNcm/cm	0.03 %
Momento mesh=80 cm	378043 daNcm/cm	375939 daNcm/cm	0.56 %

8 Sollecitazioni integrali su piastre in c.a.

8.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

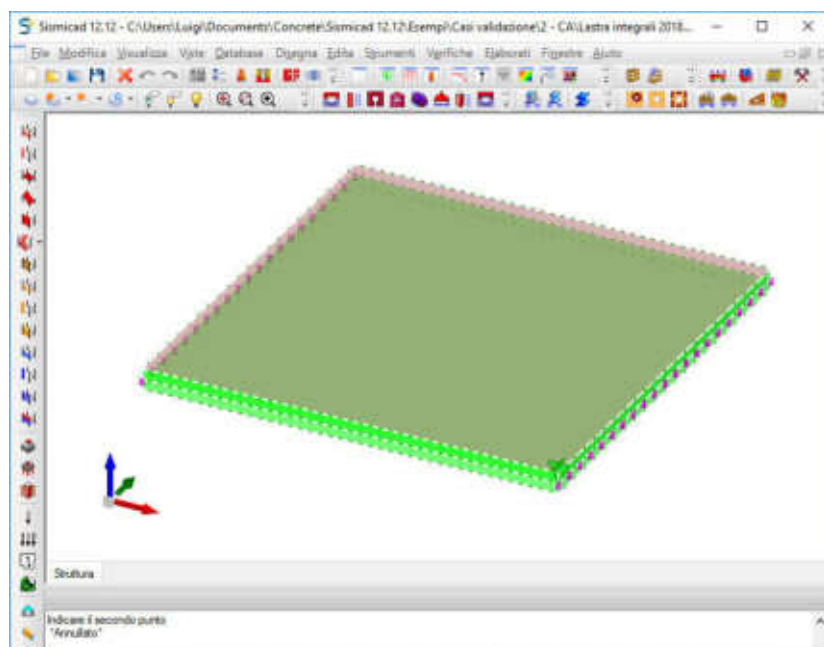
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda i risultati del comando 'Sollecitazioni integrali' anche in dipendenza della dimensione delle mesh in cui la piastra viene suddivisa.

8.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra integrali 2018* presente nella cartella "*Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

8.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si riferisce ad una lastra piana in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 400 cm, dello spessore di 20 cm semplicemente appoggiata sui lati paralleli ad y e caricata con un carico uniforme permanente $q_z = -1000 \text{ daN/m}^2$ e con un carico concentrato permanente $P_y = 10000 \text{ daN}$ applicato al punto di coordinate 400,0. Nell'esempio viene valutato lo stato di sollecitazione della sezione in mezzzeria dei lati che costituiscono appoggio.



8.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico concentrato permanente $P=10000 \text{ daN}$ con direzione coincidente con l'asse y e verso concorde.

Descrizione	Colore	Permanent
1		
Fx		0
Fy		10000
Fz		0
Mx		0
My		0
Mz		0

Esso viene applicato al vertice della piastra di coordinate 400,0.

Viene definito un carico superficiale permanente $q_z=1000$ daN/m² che viene applicato alla piastra.

Descrizione	Colore	Permanent
1		
Valore		1000
Tipo valore		Verticale

8.3.2 Caratteristiche della piastra

Quota	Fondazione
Spessore	20
Punti	4 punti
Indice	1
X	400
Y	0
Estradoso	0
Materiale	C25/30 senza peso
Carico superficiale	1
Carico potenziale	Nessuno
Variazione termica	Nessuno
Sovreresistenza	0
Sistema Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No
Dimensione mesh	Default (80)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Solidi reali
Esposizione	X0

8.3.3 Caratteristiche del calcestruzzo

Descrizione	Rock
E	daN/cm ² 314471.61
G	daN/cm ² Default (142941.54)
v	0.10
v	daN/cm ² 0.002500
alpha	°C ⁻¹ 0.000010

8.4 SOLLECITAZIONI INTEGRALI VALUTATE ANALITICAMENTE

Si valutano le sollecitazioni nella sezione parallela all'asse y posta nella mezzeria della piastra nella condizione di carico permanente.

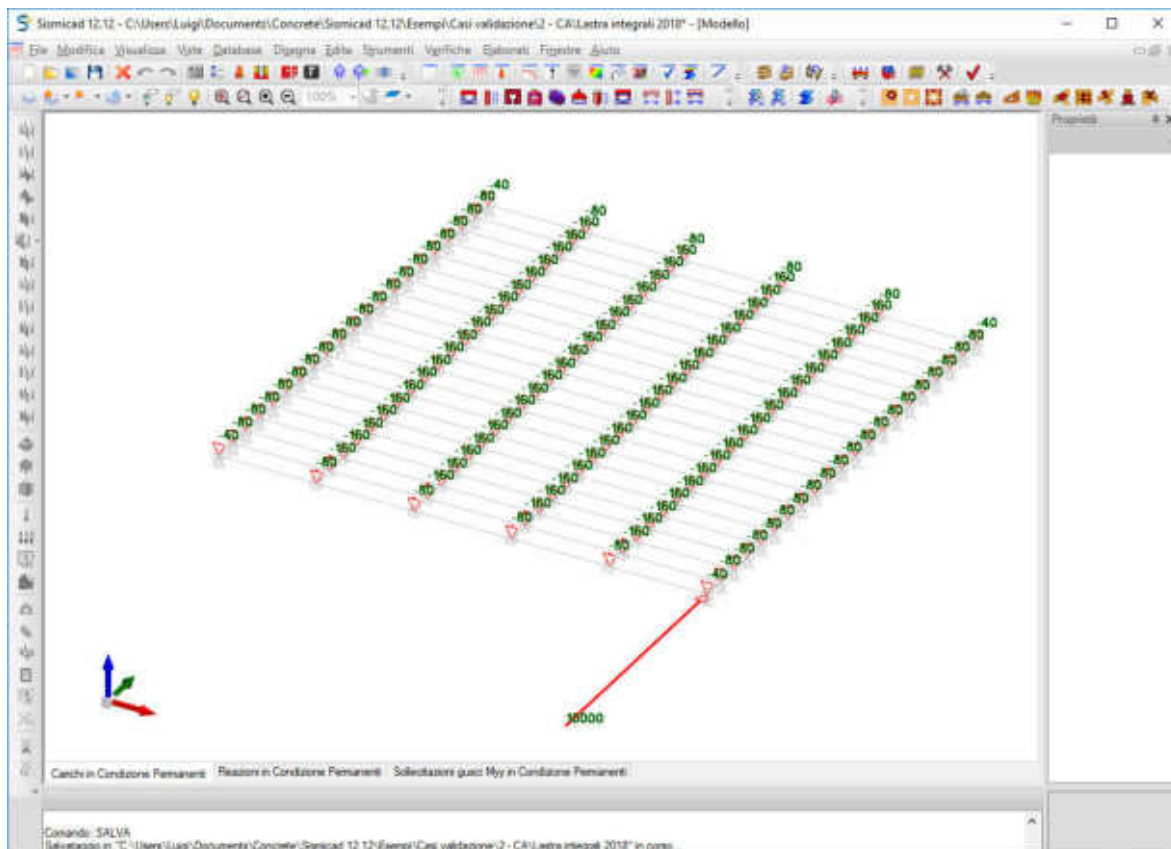
$M_x = 10000 \cdot 200 = 2000000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$ (momento nel piano)

$M_y = 1000 \cdot 4 \cdot 4^2 / 8 = 8000 \text{ daN} \cdot \text{m}$ (momento fuori piano)

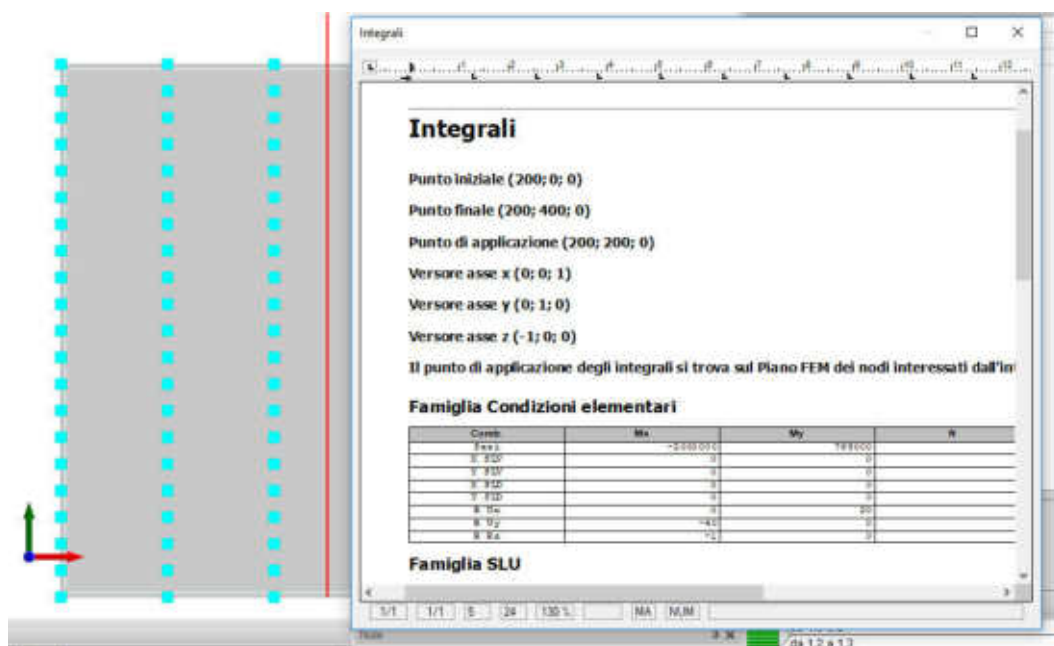
$T_y = 10000 \text{ daN}$

8.5 SOLLECITAZIONI INTEGRALI CON SISMICAD

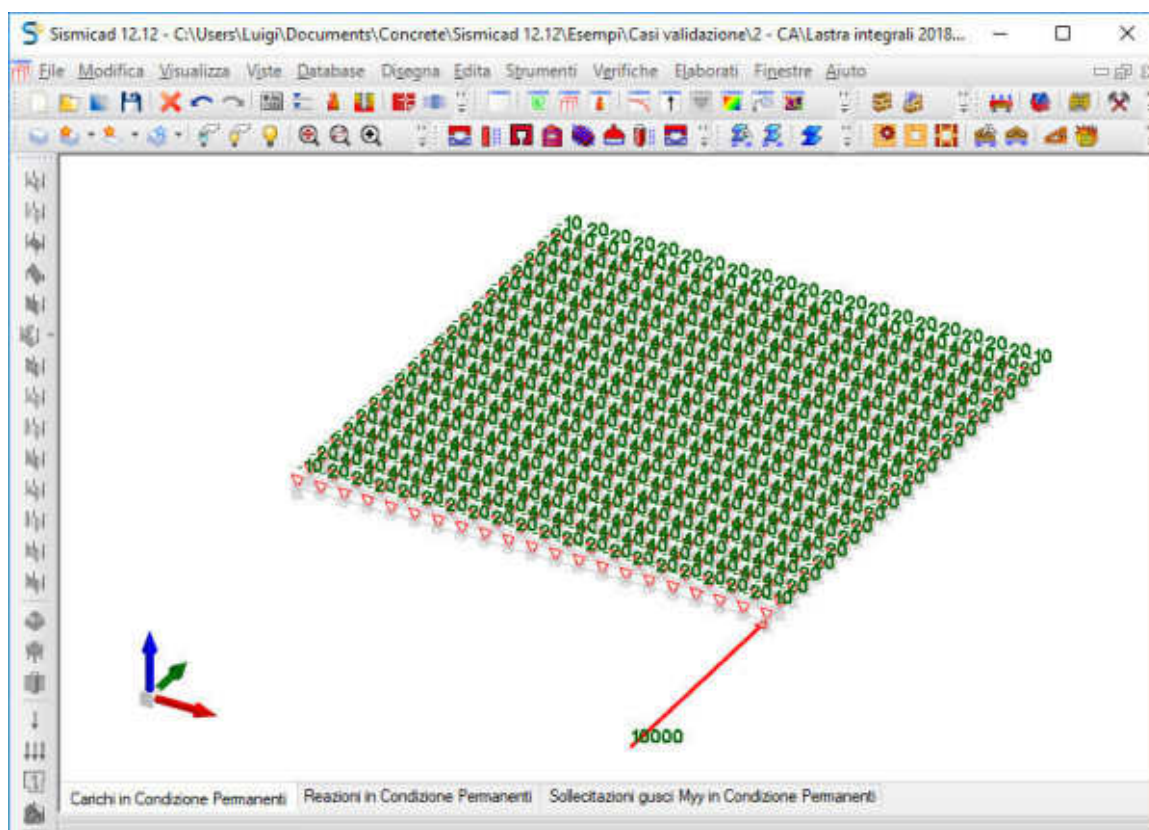
8.5.1 Sollecitazioni integrali con mesh di dimensione 80 cm



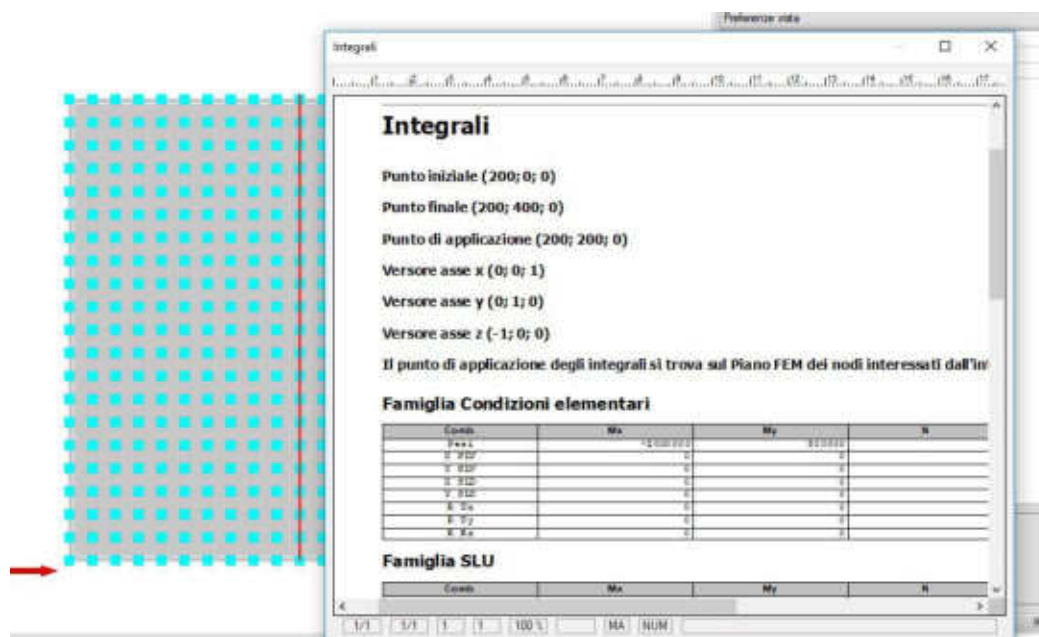
La modellazione del carico superficiale è costituita da carichi concentrati applicati ai nodi delle mesh. Si applica il comando e si richiede l'integrale delle sollecitazioni della sezione indicata in figura



8.5.2 Sollecitazioni integrali con mesh di dimensione 20 cm



La modellazione del carico superficiale è costituita da carichi concentrati applicati ai nodi delle mesh. Si applica il comando e si richiede l'integrale delle sollecitazioni della sezione indicata nella figura precedente.



8.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Taglio nel piano	10000 daN	10000 daN	0%
Momento nel piano	2000000 daNcm	2000000 daNcm	0%
Momento fuori piano mesh=80 cm	768000 daNcm	800000 daNcm	4%
Momento fuori piano mesh=20 cm	800000 daNcm	800000 daNcm	0%

La precisione nella valutazione del momento fuori piano è legata alla dimensione delle mesh.

9 Verifica a punzonamento su lastre in c.a.

9.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

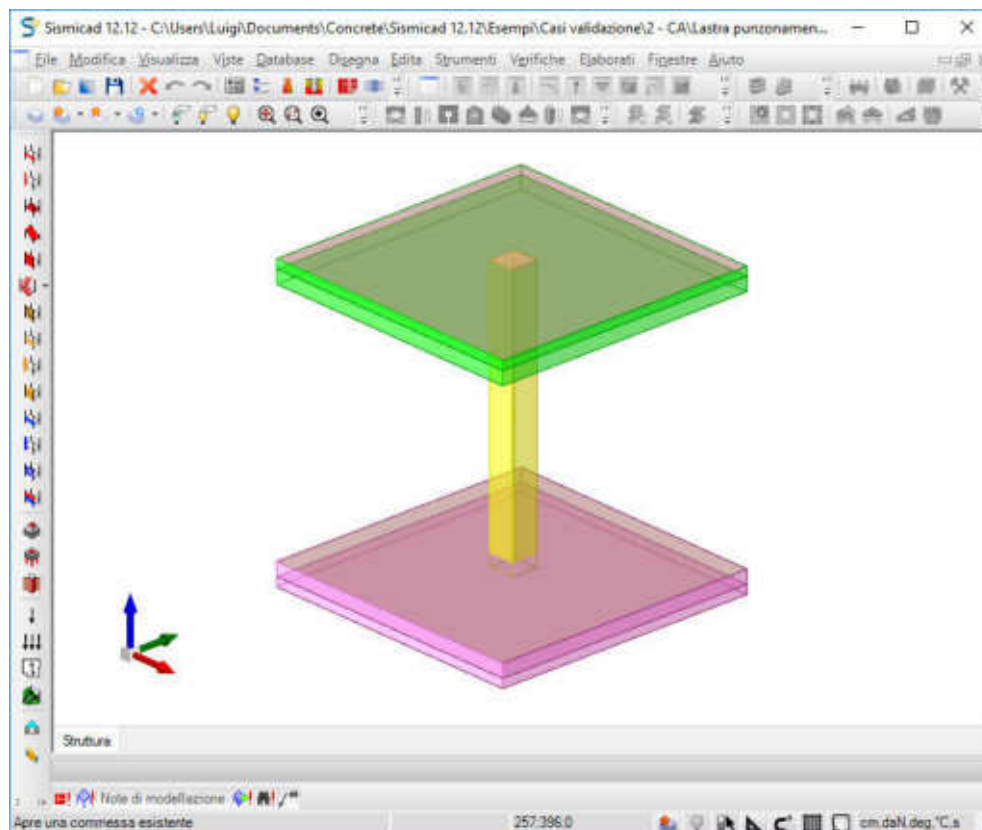
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda le verifiche a punzonamento. Secondo quanto indicato da NTC18 le verifiche vengono effettuate facendo riferimento ai § 6.4.4 e § 6.4.5 dell'Eurocodice 2.

9.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra punzonamento 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

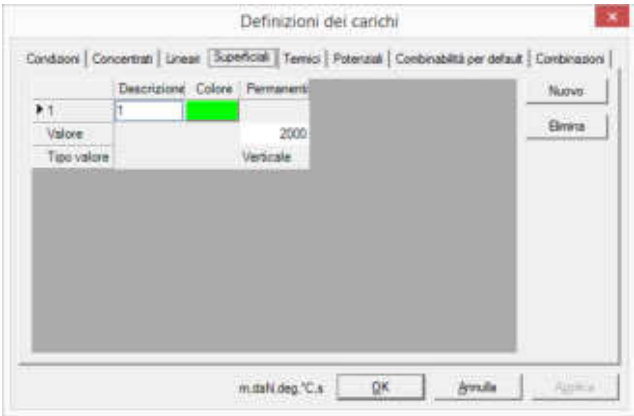
9.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si compone di due lastre piane in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 300 cm x 300 cm, dello spessore di 25 cm. La lastra a piano primo è caricata con un uniforme permanente di $q_z=2000$ daN/m². La lastra a livello fondazione è poggia su suolo elastico di costante di sottofondo $k_w=3$ daN/cm³. Le due lastre sono collegate da un pilastro in c.a. di sezione 30*30 cm posto con eccentricità 20 cm sia in direzione x che in direzione y rispetto al centro delle lastre. L'esempio è analizzato per soli carichi gravitazionali.



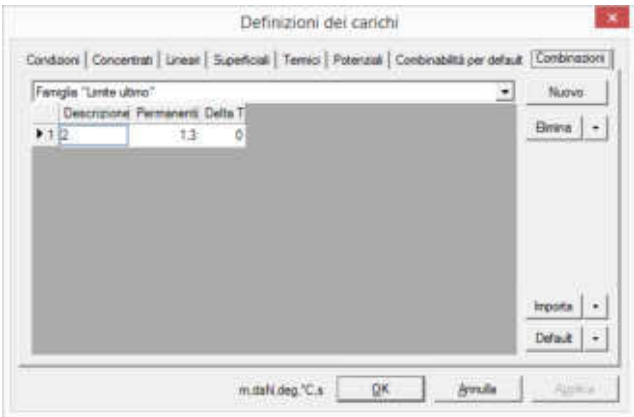
9.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico superficiale uniforme permanente $q=2000 \text{ daN/m}^2$ con direzione coincidente con l'asse z e verso contrario.



Esso viene applicato alla piastra.

9.3.2 Combinazione utilizzata



9.3.3 Caratteristiche delle piastre

Proprietà	
Piastra C.A.	
Quota	Piano 1
Spessore	25
Punti	4 punti
Estadesso	0
Materiale	C25/30
Carico superficiale	1
Carico potenziale	Nessuno
Variazione termica	Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No
Dimensione mesh	Default (30)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Default (Solidi reali)
Esposizione	XD

Proprietà	
Piastra C.A.	
Quota	Fondazione
Spessore	25
Punti	4 punti
Estadesso	0
Materiale	C25/30
Carico superficiale	Nessuno
Carico potenziale	Nessuno
Variazione termica	Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	Piu' vicino in sito : 0; 0; Default
Dimensione mesh	Default (30)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Default (Solidi reali)
Esposizione	XD

9.3.4 Caratteristiche del calcestruzzo

9.4 VERIFICHE A PUNZONAMENTO ESEGUITE DAL PROGRAMMA

Entrambe le lastre sono armate con la medesima armatura $\Phi 14/20$ B450C.

Per entrambe le lastre viene richiesta la verifica automatica a punzonamento.

	Automatico	Automatica radiale
Ø1	8 mm	8 mm
Ø2	12 mm	12 mm
Ø3	14 mm	14 mm

Coefficiente per reazione eccentrica rispetto al perimetro di verifica. Il valore è adimensionale. Con il valore "Automatico" viene calcolato automaticamente secondo EC2 Parte 1-1 §6.4.3(5-29)

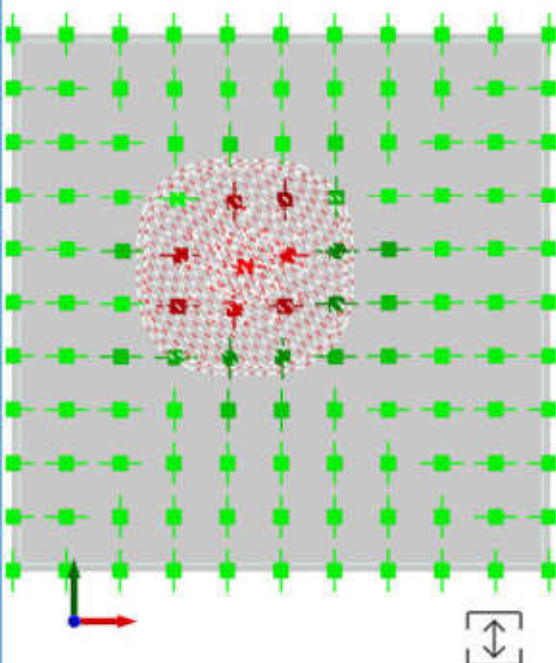
9.4.1 Lastra a piano 1

Verifica piastre C.A. - C:\Users\Luigi\Documents\Concrete\Sismicad 12.12\Esempi\Casi validazione\2 - CA\Lastra punzonamento 2018\Piastre-Plates\Plastra a Piano 1*

File Modifica Visualizza Database Disegna Edita Strumenti Finestre Aiuto

Armature Relazione Disegno Distinta

Armatura diffusa presente
INF Ø14/20 in X/Y
SUP Ø14/20 in X/Y



Proprietà

Verifica a punzonamento

Descrizione	Default (Z1)
Lato punzonante	Inferiore
U1	Automatico
B	Automatico
Armatura	Radiale: 8 mm; 4, 7, 12; 2, 0, 12
Stato di verifica	Verifiche non soddisfatte
Verifica	B (3III)
Resistenza in assenza di armature inferiore SLU	Non soddisfatta ma non necessaria
VEd	2735.7
ved	5.31
vd,max	5.01
d	20.6
Peso Blocco	3356
Reazione suolo	0
Lunghezza efficace	377.21
Formule β	(6.43)
β	1.5086
M1	-614298
M2	-614298
Offset	41.2
c.a	0.944
Comb	SLU 2
Verifica	Non soddisfatta ma non necessaria
Resistenza a punzonamento perimetro U0 Inferiore	Non soddisfatta
VEd	20405
ved	33.39
vd,max	28.22
d	20.6
Peso Blocco	307
Reazione suolo	0
Lunghezza efficace	129
Formule β	(6.43)
β	2.7143
M1	-614298
M2	-614298
c.a	0.845
Comb	SLU 2
Verifica	Non soddisfatta
Resistenza in presenza di armature inferiore SLU	Soddisfatta
VEd	2735.7
ved	5.31
vd,max	9.15
d	20.6
ar	12
Apw	6.03
fywd,el	3015
Offset Uout	44.88
Lunghezza efficace Uout	399.77
c.a	1.722
Comb	SLU 2
Verifica	Soddisfatta
Passo spile a punzonamento	Soddisfatta

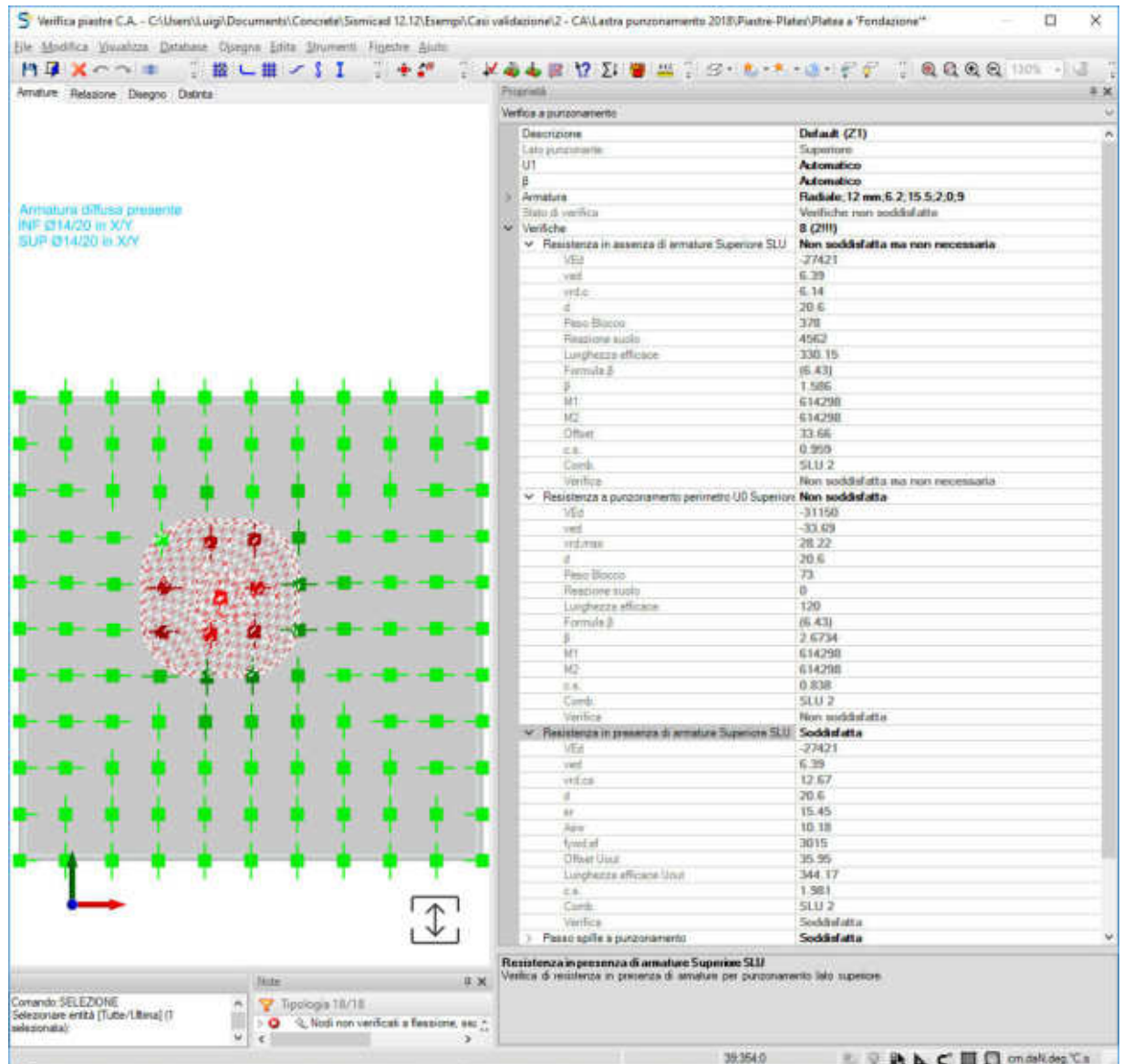
Resistenza in presenza di armature Inferiore SLU
Verifica di resistenza in presenza di armature per punzonamento lato inferiore.

Comando SELEZIONE
Selezionare entità [Tutte/Ultima] (1 selezionata).

Tipologia 19/19
Mancato rispetto della distanza min.

303.404.0 cm da N deg C.a

9.4.2 Lastra in fondazione



9.5 VERIFICHE ANALITICHE

9.5.1 Lastra a piano 1

Resistenza in assenza di armature

Altezza utile media $d=25-3-1.4=20.6$ cm

Lunghezza perimetro u_1 (a distanza $2d$) $l_{eff}=30*4+20.6*2*\pi=378.7$ cm

Carico dalla piastra $P=1.3*(2000+625)*3*3=30719$ daN

Peso del blocco punzonato $1.3*[30*30*25+4*2*20.6*30*25/2+(2*20.6)^2*\pi*25/3]*.0025=403.7$ daN

Carico superficiale sul blocco punzonato $1.3*[30*30+2*4*20.6*30+(2*20.6)^2*\pi]*.2=2905$ daN

Carico punzonante $30719-403.7-2905=27410$ daN

$e_y=e_x=30719*20/27410=22.41$ cm

$b_x=b_y=30+2*2*20.6=112.4$ cm

$\beta(EN 6.43)=1+1.8*\sqrt{2*(22.41/112.4)^2}=1.507$

$v_{ed}=1.507*27410/378.7/20.6=5.29$ daN/cm²

$CR_{d,c}=0.18/1.5=0.12$

$k=1+(250/206)^{.5}=2.1 \rightarrow 2$

$\rho_i=1.539/(20*20.6)=0.00374$

$f_{ck}=25$ mpa

$v_{Rd,c}=10*[0.12*2*(100*.00374*25)^{.3333}]=5.05$ daN/cm²

Resistenza perimetro U0

Lunghezza perimetro $l_{eff}=120$ cm

Peso del blocco punzonato $1.3 \times 30 \times 30 \times 25 \times 0.0025 = 67.5$ daN
 Carico superficiale sul blocco punzonato $1.3 \times 30 \times 30 \times 2 = 234$ daN
 Carico punzonante $30719 - 67.5 - 234 = 30417$ daN
 $e_y = e_x = 30719 \times 20 / 30417 = 20.2$ cm
 $b_x = b_y = 30$ cm
 $\beta(\text{EC2 } 6.43) = 1 + 1.8 \times \sqrt{2 \times (20.2/30)^2} = 2.71$
 $v_{ed} = 2.71 \times 30417 / 120 / 20.6 = 33.35$ daN/cm²
 $f_{cd} = 300 \times 0.83 \times 0.85 / 1.5 = 141.1$ daN/cm²
 $v_{Rd,max} = 0.4 \times 0.5 \times 141.1 = 28.22$ daN/cm²
Resistenza in presenza di armature
 Perimetro efficace a distanza 44.88 cm dal pilastro $l_{eff} = 30 \times 4 + 44.88 \times 2 \times \pi = 401.8$ cm
 $v_{ed} = 1.507 \times 27421 / 401.8 / 20.6 = 4.99$ daN/cm²
 $A_{sw} = 6.03$ cm² (12Φ8)
 $s_r = 12$ cm
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \times 206 = 301.5$ Mpa
 $v_{Rd,cs} = 0.75 \times 5.05 + 1.5 \times (20.6/12) \times 6.03 \times 3015 / (401.8 \times 20.6) = 9.44$ daN/cm²

9.5.2 Lastra in fondazione

Resistenza in assenza di armature

Altezza utile media $d = 25 - 3 - 1.4 = 20.6$ cm
 Offset = 32.15 cm
 Lunghezza perimetro u_1 (a distanza 32.15) $l_{eff} = 30 \times 4 + 32.15 \times 2 \times \pi = 321.9$ cm
 Carico dal pilastro $P = 1.3 \times [(2000 + 625) \times 3 \times 3 + 0.3 \times 3 \times 2.8 \times 2500] = 31531$ daN
 Peso del blocco punzonato $1.3 \times [30 \times 30 \times 25 + 4 \times 32.15 \times 30 \times 25 / 2 + 32.15^2 \times \pi \times 25 / 3] \times 0.0025 = 317.7$ daN
 Si assume una pressione media in slu_2 di 0.55 daN/cm²
 Reazione del terreno $(30 \times 30 + 4 \times 30 \times 32.15 + 32.15^2 \times \pi) \times 0.55 = 8003.5 \times 0.55 = 4402$ daN
 Carico punzonante $31531 - 4402 + 317.7 = 27446.7$ daN
 $e_y = e_x = 31531 \times 20 / 27446.7 = 23.16$ cm
 $b_x = b_y = 30 + 2 \times 32.15 = 94.3$ cm
 $\beta(\text{EC2 } 6.43) = 1 + 1.8 \times \sqrt{2 \times (23.16/94.3)^2} = 1.63$
 $v_{ed} = 1.63 \times 27446.7 / 321.9 / 20.6 = 6.75$ daN/cm²
 $C_{Rd,c} = 0.18 / 1.5 = 0.12$
 $k = 1 + (250/206)^{1.5} = 2.1 \rightarrow 2$
 $\rho_l = 1.539 / (20 \times 20.6) = 0.00374$
 $f_{ck} = 25$ mpa
 $v_{Rd} = 10 \times [0.12 \times 2 \times (100 \times 0.00374 \times 25)^{0.3333}] \times 2 \times 20.6 / 32.15 = 6.47$ daN/cm²

Resistenza perimetro U_0

Lunghezza perimetro $l_{eff} = 120$ cm
 Peso del blocco punzonato $1.3 \times 30 \times 30 \times 25 \times 0.0025 = 67.5$ daN
 Si assume una pressione media in slu_2 di 0.56 daN/cm²
 Reazione del terreno $30 \times 30 \times 0.56 = 504$ daN
 Carico punzonante $31531 + 67.5 - 504 = 31094$ daN
 $e_y = e_x = 31531 \times 20 / 31094 = 20.3$ cm
 $b_x = b_y = 30$ cm
 $\beta(\text{EC2 } 6.43) = 1 + 1.8 \times \sqrt{2 \times (20.3/30)^2} = 2.72$
 $v_{ed} = 2.72 \times 31094 / 120 / 20.6 = 34.21$ daN/cm²
 $f_{cd} = 300 \times 0.83 \times 0.85 / 1.5 = 141.1$ daN/cm²
 $v_{Rd,max} = 0.4 \times 0.5 \times 141.1 = 28.22$ daN/cm²
Resistenza in presenza di armature
 Perimetro efficace a distanza 34.38 cm dal pilastro $l_{eff} = 30 \times 4 + 34.38 \times 2 \times \pi = 338.5$ cm
 $v_{ed} = 1.63 \times 27446.7 / 338.5 / 20.6 = 6.41$ daN/cm²
 $A_{sw} = 10.17$ cm² (9Φ12)
 $s_r = 15.5$ cm
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \times 206 = 301.5$ Mpa
 $v_{Rd,cs} = 0.75 \times 6.47 + 1.5 \times (20.6/15.5) \times 10.17 \times 3015 / (338.5 \times 20.6) = 4.85 + 9.22 = 14.07$ daN/cm²

9.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

9.6.1 Lastra a piano 1

	Sismicad	Analitico	Scarto
--	----------	-----------	--------

V_{Ed} perimetro U1	5.31 daN/cm ²	5.29 ²	0.38	daN/cm
$V_{Rd,c}$	5.01 ²	4.99 daN/cm ²	0.4%	daN/cm
V_{Ed} perimetro U0	33.48 daN/cm ²	33.35 ²	0.39	daN/cm
$V_{Rd,max}$	28.22 ²	28.22 daN/cm ²	0%	daN/cm
$V_{Rd,cs}$	9.15 daN/cm ²	9.44 ²	3.17%	daN/cm

9.6.2 Lastra in fondazione

	Sismicad	Analitico	Scarto	
V_{Ed} perimetro U1	6.7 daN/cm ²	6.75 ²	0.74%	daN/cm
V_{Rd}	6.42 ²	6.47 daN/cm ²	0.77%	daN/cm
V_{Ed} perimetro U0	33.69 daN/cm ²	34.21 ²	1.54	daN/cm
$V_{Rd,max}$	28.22 ²	28.22 daN/cm ²	0%	daN/cm
$V_{Rd,cs}$	12.67 daN/cm ²	14.07 ²	11.05%	daN/cm

10 Verifica di diaframma di piano nelle piastre in c.a.

10.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

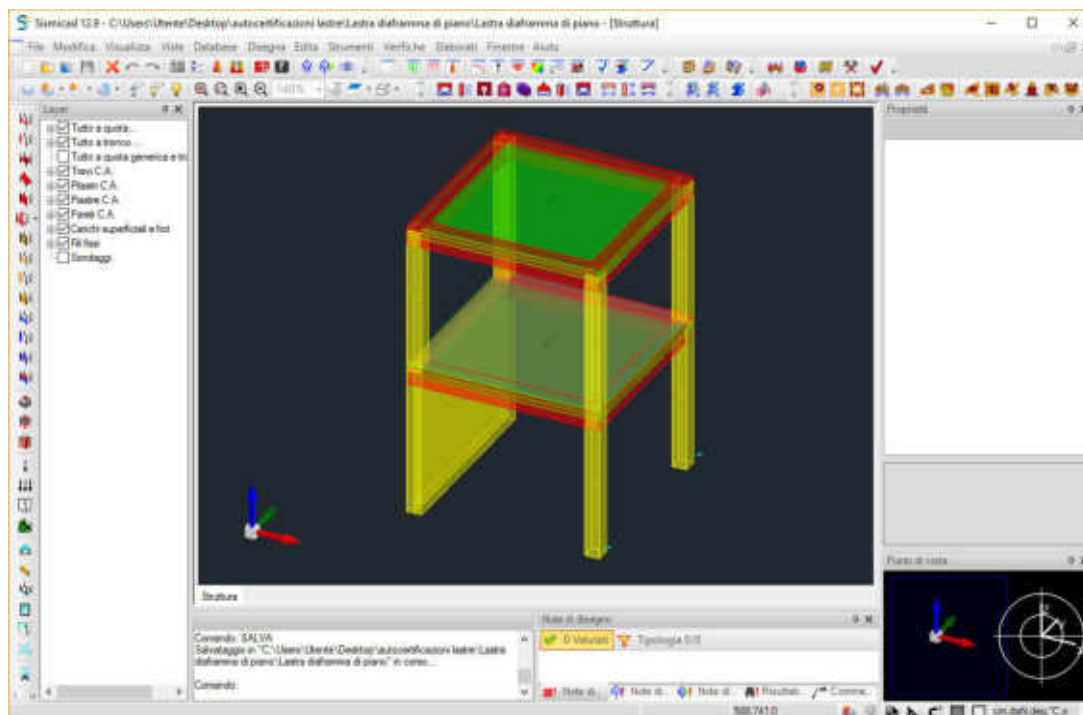
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda i risultati del comando  'Verifica sezione di diaframma' che risponde alle richieste di NTC18 §7.4.4.4.1.: *"Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%."*

10.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra diaframma di piano 2018* presente nella cartella "*Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

10.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

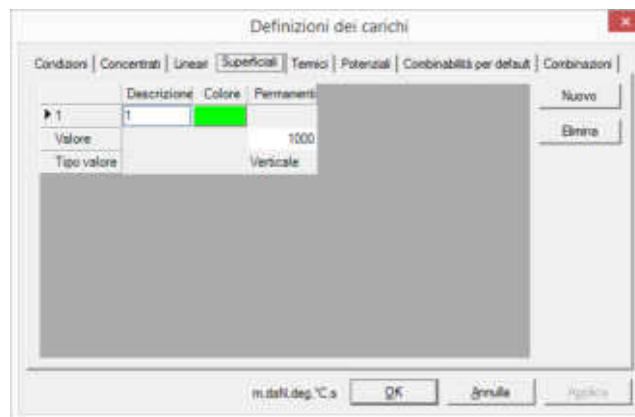
L'esempio si riferisce ad edificio a due piani in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 400 cm. Gli orizzontamenti sono costituiti da travi e solai in laterizio. Essi sono sostenuti al secondo piano da quattro pilastri ed a piano primo da due pilastri e da una parete. Entrambe i solai sono caricati con un carico uniforme permanente $q_z = -1000 \text{ daN/m}^2$.



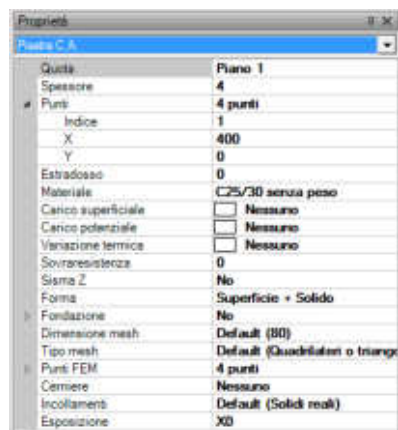
Il solaio a piano secondo è dichiarato infinitamente rigido nel funzionamento a diaframma di piano. Il solaio a piano primo è dichiarato a funzionamento 'nessuno' come diaframma di piano. Al solaio a piano primo è stata sovrapposta una lastra dello spessore di 4 cm di calcestruzzo senza peso a simulare la presenza della cappa. Si assegna così un comportamento elastico nel funzionamento a diaframma di piano al solaio a piano primo.

10.3.1 Analisi dei carichi

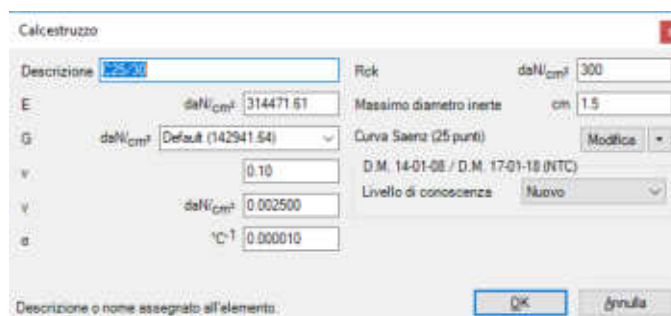
Viene definito un carico superficiale permanente $q_z=1000$ daN/m² che viene applicato alla piastra a secondo piano.



10.3.2 Caratteristiche della piastra a piano primo



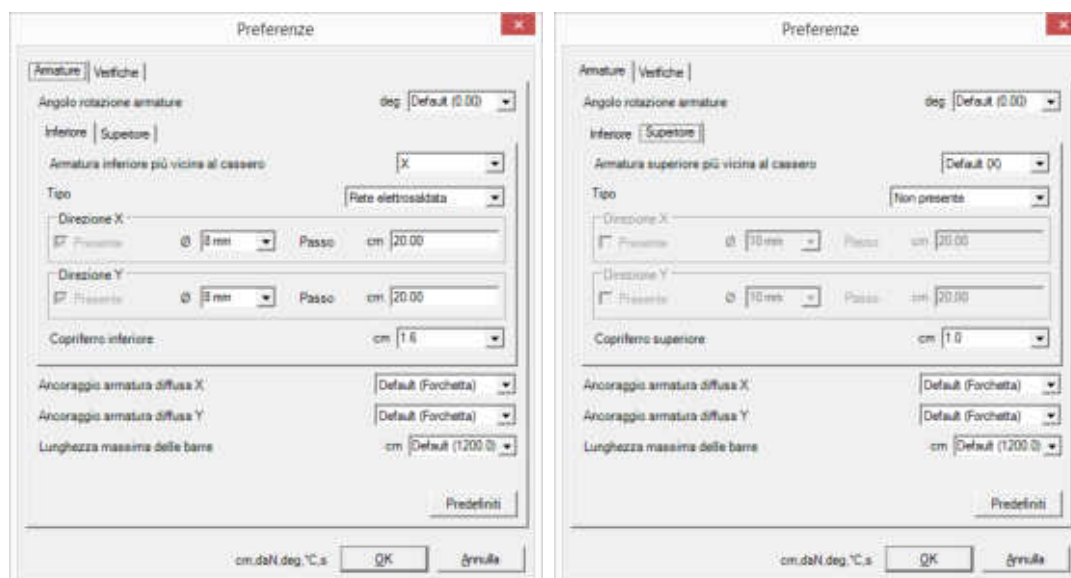
10.3.3 Caratteristiche del calcestruzzo della piastra a piano primo



10.4 VERIFICA IN SISMICAD

Dopo avere risolto il modello si lancia la 'Verifica piastre e platee' e si seleziona la piastra a piano primo.

La piastra viene armata con un foglio di rete $\Phi 8/20$.



Si richiede quindi la verifica e si individua la sezione da sottoporre a verifica del diaframma di piano.

The screenshot displays the Sismicad software interface. The main window shows a plan view of a slab with a grid of reinforcement bars. A vertical dashed line indicates the section to be verified. The 'Proprietà' (Properties) panel on the right shows the 'Verifica sezione di diaframma' (Slab section verification) settings.

Descrizione	Default (S1)
> Punto iniziale	200; -20
> Punto finale	200; 420
Esegui verifica scorrimento	Si
Esegui verifica a taglio	Si
Stato di verifica	Verifiche soddisfatte
Verifiche	3
> Presso flessione SLL	Soddisfatta
Sezione	4x400
MEd	5515
NEd	1609
MRd	132509
NRd	38655
c.s.	24.027
Comb.	SLV 14
Verifica	Soddisfatta
> Taglio SLU V+	Soddisfatta
Ved	1485
N	1208
Vrd	32129
Vrdc	3710
Aal	3.52
cotg(β)	1.1
Asw/s	0.03
Vrzd	32129
Vrzd	33374
c.s.	21.632
Comb.	SLV 10
Verifica	Soddisfatta
> Resistenza a scorrimento	Soddisfatta
M	8681
N	1208
Ved	1485
Vrd.s	8686
Vrd	8686
Vfd	0
c.s.	5.848
Comb.	SLV 10
Verifica	Soddisfatta

Resistenza a scorrimento SLU
Verifica della resistenza a scorrimento.

Verifica di 37 elementi in corso...

Tipologia 1/1

Copri ferro minimo n

248.639;0

cm, da N, deg, °C, s

10.5 VERIFICA ANALITICA

10.5.1 Sollecitazioni nella sezione di verifica

Le sollecitazioni si ottengono attraverso la funzione 'Sollecitazione integrali'.
Per effettuare le verifiche i valori vanno incrementati del 30%.

Famiglia SLV

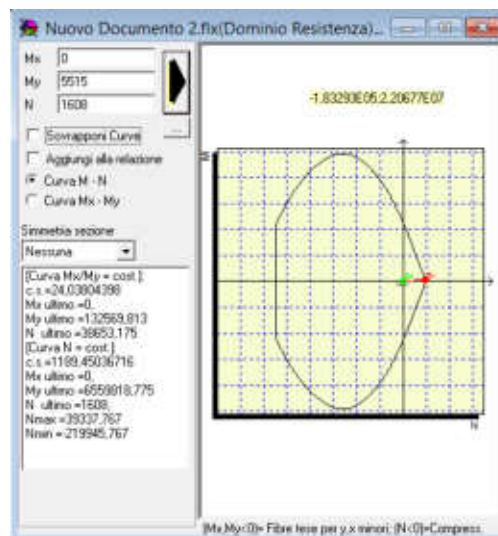
Combi	Mx	My	N	Fx	Fy
SLV 1	-2132.8	8431.2	355.7	10	316
SLV 2	4169.1	8240.3	355.7	10	387
SLV 3	-4242.3	8494.6	355.7	10	-357
SLV 4	2059.7	8303.6	355.7	10	-316
SLV 5	353.7	8655.7	864.3	4	1102
SLV 6	8655.7	864.3	864.3	4	1143
SLV 7	-8677.8	867.1	864.3	4	-1143
SLV 8	-375.7	8676.1	864.3	4	-1102
SLV 9	375.7	11493	928.9	-2	1102
SLV 10	8677.8	11291.5	928.9	-2	1143
SLV 11	-8655.7	11694.4	928.9	-2	-1143
SLV 12	-353.7	11503.4	928.9	-2	-1102
SLV 13	-2059.7	14855.5	1337.5	-8	316
SLV 14	4242.3	14664.5	1337.5	-8	387

10.5.2 Valori di calcolo dei materiali

$f_{cd} = 0.8 * 0.83 * 0.85 * 300 / 1.5 = 113 \text{ daN/cm}^2$ (spessore minore di 5 cm)
 $f_{yd} = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$

10.5.3 Verifica a pressoflessione in combinazione SLV 14

Sezione rettangolare $b=4 \text{ cm}$ $h=400 \text{ cm}$
Armatura $\Phi 8/20 \text{ cm}$
 $M_{Ed} = 1.3 * 4242.3 = 5515 \text{ daN*cm}$
 $N_{Ed} = 1.3 * 1237 = 1608 \text{ daN}$



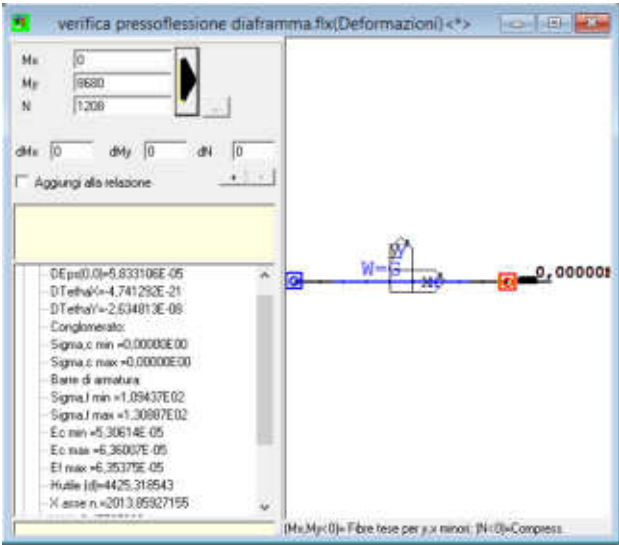
10.5.4 Verifica a taglio in combinazione SLV 10

Sezione rettangolare $b=4 \text{ cm}$ $h=400 \text{ cm}$ staffe 1 braccio $\Phi 8/20$
Assumendo $d=0.833 * h=333 \text{ cm}$
 $f_{cd} = 0.8 * 0.83 * 0.85 * 300 / 1.5 = 113 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{yd} = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$
 $\cotg\theta = 1.1$
 $VR_{sd} = 0.9 * 333 * 0.5 / 20 * 3913 * 1.1 = 32250 \text{ daN}$
 $VR_{cd} = 0.9 * 333 * 4 * 5 * 113 * 1.1 / (1 + 1.1^2) = 33712 \text{ daN}$
 $VE_{d} = 1.3 * 1143 = 1486 \text{ daN}$
 $\text{Coeff.sic} = 32250 / 1486 = 21.7$

10.5.5 Verifica a scorrimento in SLV 10

$M_{ed} = 6677 * 1.3 = 8680 \text{ daN*cm}$
 $N_{ed} = 928.9 * 1.3 = 1208 \text{ daN}$

$V_{Ed}=1143 \cdot 1.3=1486 \text{ daN}$
 $\Sigma A_{sj}=20 \cdot 0.5=10 \text{ cm}^2$
 $V_{dd}=\min[1.3 \cdot 10 \cdot (113 \cdot 3913)^{0.5}, 0.25 \cdot 3913 \cdot 10] = \min[8644, 9782] \text{ daN}$



$\xi=0/400=0$
 $V_{fd} = 0$
 $V_{Rd,s}=8644 \text{ daN}$
 $\text{Coeff.sic.} = 8644/1486=5.816$

10.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Coefficiente di sicurezza	Sismicad	Analitico	
Pressoflessione	24.03	24.03	0.0%
Taglio	21.63	21.7	0.32%
Scorrimento	5.848	5.816	0.05%

Scarto

11 Verifica di pilastro in c.a. secondo NTC2018

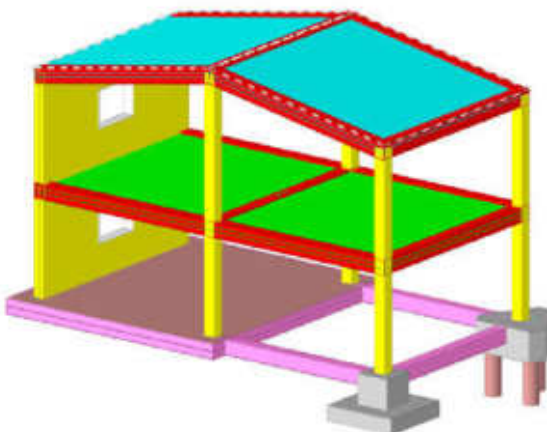
11.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica dei pilastri di Sismicad 12 secondo NTC 2018.

11.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Cls validazione 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente. Si utilizza anche il file di presfile *sezione del pilastro.flx*.

11.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



Si riportano alcune immagini relative ai dati generali di analisi. L'edificio è sottoposto ad analisi dinamica lineare con classe di duttilità CDB.

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover)
Verifiche geotecniche
Vento
Neve

Generali
Tipologia
Analisi
Suolo
Torsione accidentale
Analisi elastica
Spettri

Tipo di costruzione
2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn
Default (50)

Classe d'uso
II

Località
Padova, via della Pieve 19
Latitudine ED50 45.4046° (45° 24' 17")
Longitudine ED50 11.8826° (11° 52' 57")
Altitudine s.l.m. 18.24 m

Vr
Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0303	2.512	0.21
SLD	Default (63)	50	0.0366	2.542	0.248
SLV	Default (10)	475	0.0819	2.639	0.337
SLC	Default (5)	975	0.1053	2.622	0.352

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK
Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover)
Verifiche geotecniche
Vento
Neve

Generali
Tipologia
Analisi
Suolo
Torsione accidentale
Analisi elastica
Spettri

Classe di duttilità
CD"B"

Regolarità in pianta
☐

Regolarità in elevazione
☒

☒ Edificio C.A.

Tipologia C.A.
Strutture miste equivalenti a pareti $q_0=3.0 \cdot a_u/a_1$

a_u/a_1 C.A.
Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a par

Kw
0.670

☐ Edificio acciaio

Tipologia acciaio
a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

a_u/a_1 acciaio

☐ Edificio muratura

Tipologia muratura
Costruzioni di muratura ordinaria $q_0=1.75 \cdot a_u/a_1$

☐ Edificio legno

Tipologia legno
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat

OK
Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve
Generali Tipologia **Analisi** Suolo Tensione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di analisi: Lineare dinamica

Rotazione del sisma: deg 0

Quota dello 0° sismico: cm 0

Smorzamento viscoso (%): % Default (5)

Limite spostamenti interpiano: Default (0.0050)

Fattore di comportamento per sisma SLD X: Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y: Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z: Default (1.00)

Fattore di comportamento per sisma SLV X: Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Y: Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Z: Default (1.50)

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo: SLC

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default: Default (1.000)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default: Default (1.000)

Ometti G2 per combinazioni di default: ☐

OK Annulla

11.4 GENERALITÀ

Si analizza il pilastro a filo 3.

Prima di procedere alla verifica del pilastro si deve procedere al progetto di tutte le travi ad esso collegate.

La verifica del pilastro viene condotta mediante le seguenti opzioni in VERIFICHE → C.A. → OPZIONI VERIFICHE PILASTRATE

Opzioni verifica pilastri

Proposta Verifiche **Verifiche nodi** Generali Def Relazione

Passo sezioni di verifica: cm 30

Escludi raggruppamento pilastri: ☒

Verifica sezioni in base sezioni: ☐

Verifica a pressoflessione netta: ☐

Verifica ad instabilità: ☐

Considera il momento torcente: ☐

Verifica a taglio con inclinazione variabile: ☒

Resistenza a taglio secondo CE 7.2.5: ☒

Resistenza per duttilità: ☒

Stiffness per duttilità: ☒

Controllo percentuale acciaio riprese di getto: ☒

Duttilità trasversale secondo EC2 §5.4.3.2.20N ovvero § 5.5.3.1.3(10): ☒

Considera confinamento secondo NTC18 §4.1.2.1.2.1: ☒

Sollecitazioni da gerarchia per sezioni: Escludi

Escludi verifica delle sezioni interne a parti in c.a.: ☒

Esegui la verifica di duttilità NTC18 in maniera netta: ☒

Predefiniti

Sollecitazioni da gerarchia per sezioni: cm OK Annulla

Opzioni verifica pilastri

Proposta Verifiche **Verifiche nodi** Generali Def Relazione

Taglio agente effettivo per rinforzi nodali CAM e FRP: ☒

Escludi verifica dei nodi: ☒

Esegui verifica per nodo di fondazione: ☒

Escludi verifica 7.4.4.3 per nodi esistenti: ☒

Considera il taglio agente effettivo per la verifica a deformi di strutture nodali dissipative in NTC18: ☒

Definisci Vc in valore assoluto in [7.4.5] e [7.4.7]: ☒

Esegui verifica secondo EC2 per strutture CDB in NTC18: ☒

Valuta taglio effettivo della trave sul nodo considerando solo l'armatura superiore: ☒

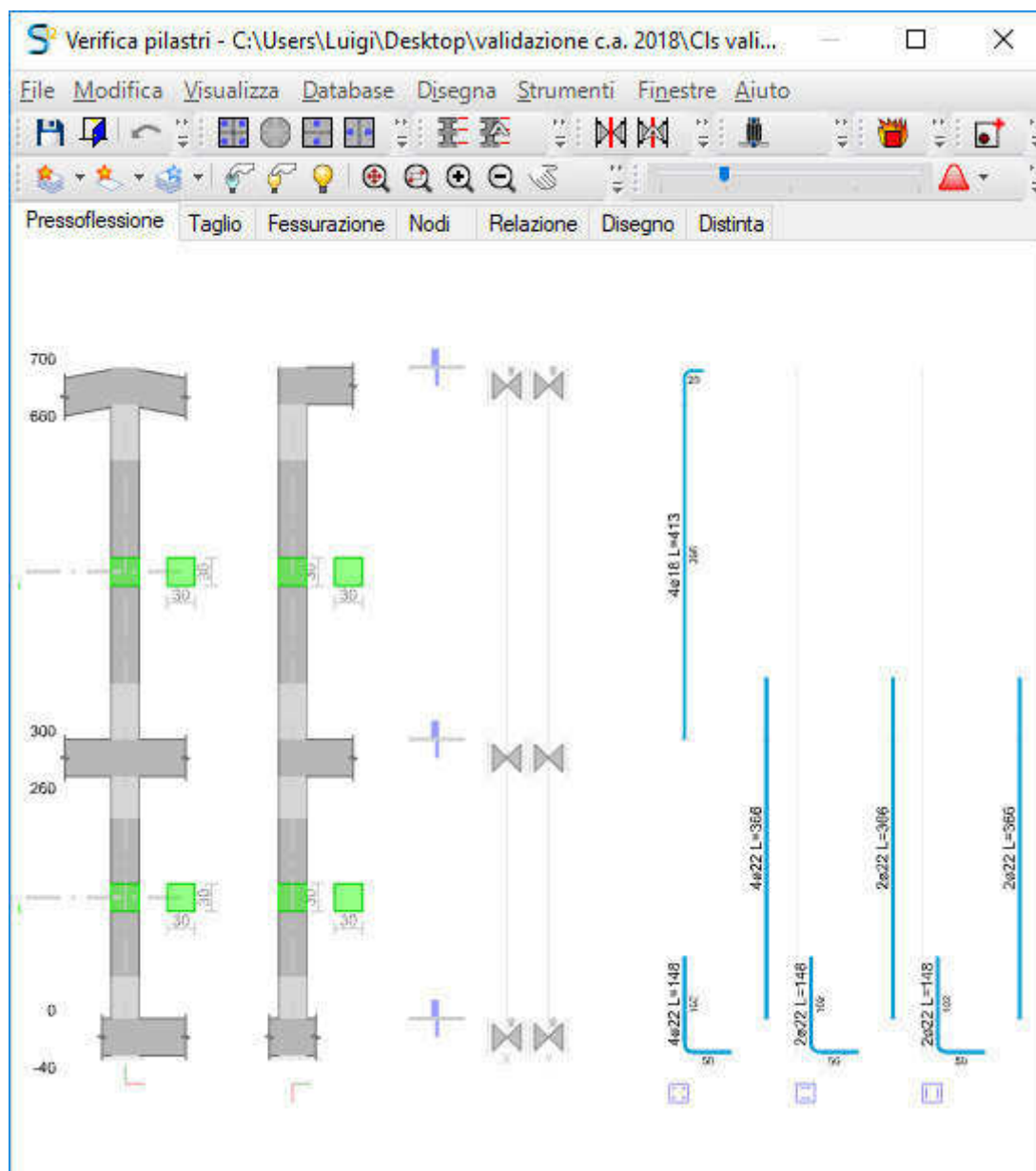
F.C.Tyd per verifiche nodi esistenti secondo 7.4.4.3: ☒

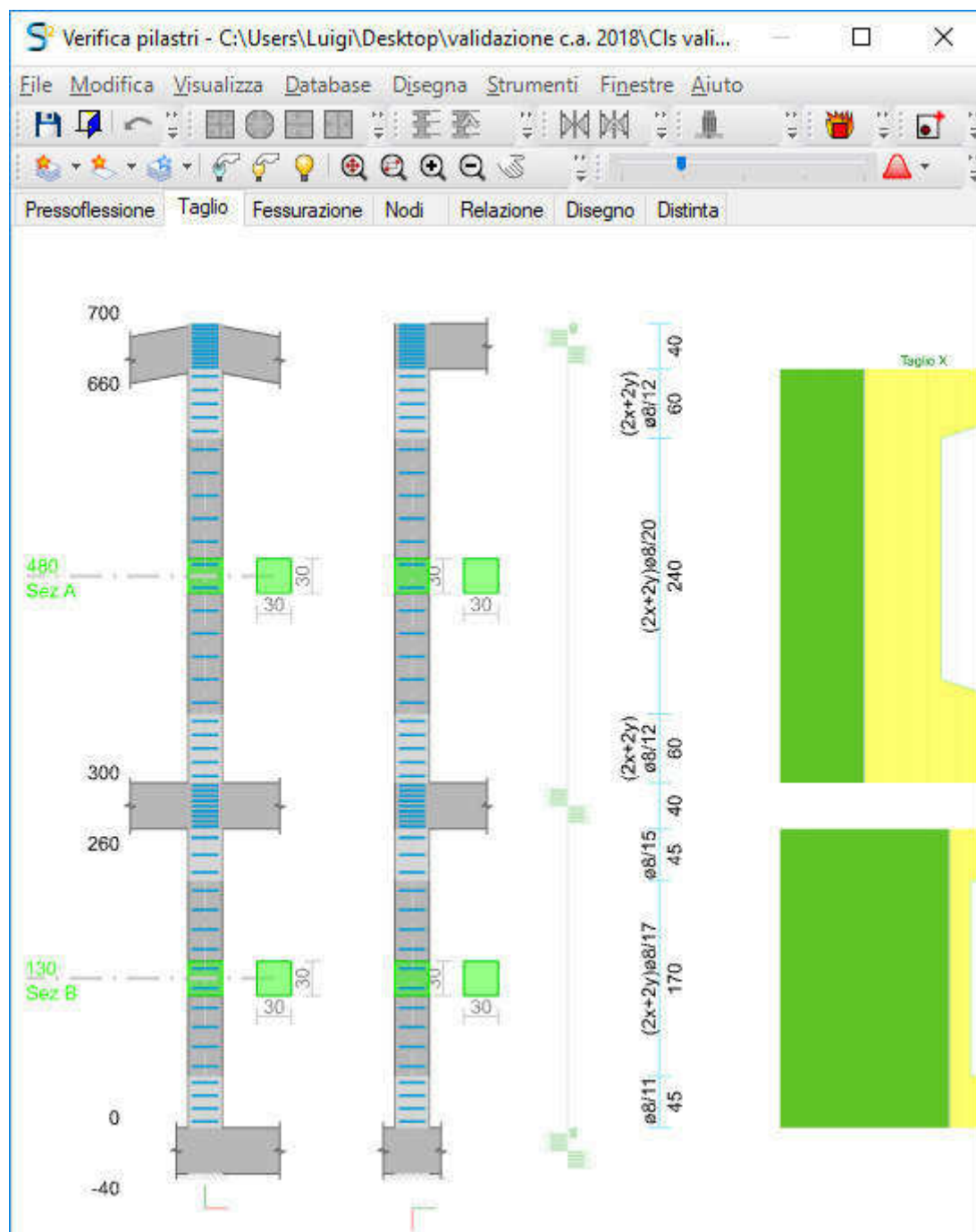
Predefiniti

cm OK Annulla



11.5 AMBIENTE DI VERIFICA DEI PILASTRI





11.6 VERIFICA DI DUTTILITÀ SECONDO D.M. 17-01-18 NTC §7.4.4.1.2 IN SLV

Estratto della relazione di calcolo

Quota	$\mu\phi$	lim. $\mu\phi$ [7.4.3]	coeff. $\mu\phi$	comb. $\mu\phi$	α_n	α_s	α	ω_{wd}	$\alpha\omega_{wd}$	v,d	Ac	lim. [7.4.29]	coeff. [7.4.29]	comb. [7.4.29]	Verifica
0	1.30013	4.1064	0.317	SLV 16	0.53993	0.57387	0.30985	0.16491	0.0511	0.27519	529	0.04827	1.05855	SLV 6	Si

E' presente 1 staffa $\Phi 8/11$ di dimensioni in asse 23.2×23.2 cm.
 volume delle staffe di confinamento $0.5 \times 4 \times 23.2 / 11 = 4.22 \text{ cm}^3/\text{cm}$
 volume del nucleo di calcestruzzo confinato $23.2 \times 23.2 = 538 \text{ cm}^3/\text{cm}$
 $R_{ck} 400$ $f_{cd} = 400 \times 0.83 \times 0.85 / 1.5 = 188 \text{ daN/cm}^2$
 $F_{yk} = 4500$ $f_{yd} = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$
 $\omega_{wd} = 4.22 \times 3913 / (538 \times 188) = 0.163$

Sono presenti 4Φ22 legati ai bracci a distanza $d=23.2-0.8-2.2=20.2$ cm (non considera il mandrino)

$$\Sigma b_i^2 = 4 \cdot 20.2^2 = 1632 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - 1632 / (6 \cdot 23.2 \cdot 23.2) = 0.495$$

$$\alpha_s = [1 - 11 / (2 \cdot 23.2)] \cdot [1 - 11 / (2 \cdot 23.2)] = 0.582$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.288$$

$$T_c = 0.337 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 0.374 \text{ s}$$

$$\mu_\phi = 1.2 \cdot (2 \cdot 2.21 - 1) = 4.1$$

$$N(\text{comb. Slv6}) = -27389 \text{ daN}$$

$$v_d = 27389 / (188 \cdot 23.2 \cdot 23.2) = 0.27$$

$$b_c / b_0 = 30 / 23.2 = 1.29$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.288 \cdot 0.163 = 0.0469$$

$$\text{secondo termine } [7.4.29] = 30 \cdot 4.1 \cdot 0.27 \cdot 0.0019 \cdot 1.29 - 0.035 = 0.0464$$

11.6.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
α_n	0.53993	0.495	8.33%
α_s	0.57387	0.582	1.4%
ω_{wd}	0.16491	0.163	1.2%
$\alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \omega_{wd}$	0.0511	0.045	11.93%
secondo termine [7.4.29]	0.04827	0.0464	3.87%

La differenza in α_n è dovuta alla non considerazione analitica della presenza del mandrino nella valutazione di b_i .

11.7 VERIFICA DEL NODO A QUOTA 280

Estratto della relazione di calcolo

Parametri generali per la verifica secondo il D.M. 17-01-18 NTC §7.4.4.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Staffe	Coperto	f _{yd}	f _{cd}	f _{ctd}	b _c	h _c	b _w	b _j	h _{jc}	h _{jw}	η	Ag	Ash	As1	As2
Pilastrata 3	280	0	2X/2Y ø10/4.4	Si	3913	221	14.5	30	30	30	30	19.8	33	0.52	900	14.1	7.7	4.6
Pilastrata 3	280	90	2X/2Y ø10/4.4	Si	3913	221	14.5	30	30	30	30	19.8	33	0.416	900	14.1	4.6	4.6
Pilastrata 3	280	180	2X/2Y ø10/4.4	Si	3913	221	14.5	30	30	30	30	19.8	33	0.52	900	14.1	7.7	4.6

Riepilogo dei dati per la verifica del nodo secondo §7.4.4.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Tipo verifica	V _c	V _n	V _{jbd}	V _{jhd}	τ _{7.4.10}	N	v _d	V _r	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
Pilastrata 3	280	0	Compressione 7.4.8	856.4		53864.7			-11550.4	0.06	64483.3	1.2	SLV 15		Si
Pilastrata 3	280	0	Trazione 7.4.10	856.4		53864.7		286.8	-11550.4	0.06	55.9	0.19	SLV 15		No
Pilastrata 3	280	0	Trazione 7.4.11 o 7.4.12	418.8			50597.9		-11322	0.06	55319.3	1.09	SLV 12		Si
Pilastrata 3	280	90	Compressione 7.4.8	59.9		19938			-11381.9	0.06	50831.4	2.55	SLV		8
Pilastrata 3	280	90	Trazione 7.4.10	50.9		19929		12.29	-24855.4	0.12	55.9	4.55	SLV 11		Si
Pilastrata 3	280	90	Trazione 7.4.11 o 7.4.12	50.9			17893.8		-24855.4	0.12	55319.3	3.09	SLV		11
Pilastrata 3	280	180	Compressione 7.4.8	861.3		53869.5			-12004.3	0.06	64324.2	1.19	SLV 2		Si
Pilastrata 3	280	180	Trazione 7.4.10	751.6		53759.8		283.22	-11749.3	0.06	55.9	0.2	SLV 4		No
Pilastrata 3	280	180	Trazione 7.4.11 o 7.4.12	-418.8			50597.9		-11322	0.06	55319.3	1.09	SLV 12		Si

La trave a "Piano1 1-5" è armata in corrispondenza del filo 3 con 5Φ14 superiori e 3 Φ 14 inferiori.

Dalla tabella 7.2.I si ricava $\gamma_{Rd}=1.1$

$$[7.4.6] V_{jbd} = 1.1 \cdot 8 \cdot 1.54 \cdot 3913 - (-856.4) = 53029.6 + 856.4 = 53885.96 \text{ daN}$$

La trave a "Piano1 3-4" è armata in corrispondenza del filo 3 con 3Φ14 superiori e 3 Φ 14 inferiori.

$$[7.4.7] V_{jbd} = 1.1 \cdot 3 \cdot 1.54 \cdot 3913 - (-59) = 19886 + 59 = 19945 \text{ daN}$$

11.7.1 Trave a “Piano1 1-5” con angolo di travatura zero (campata 3-5).

Verifica [7.4.8]

Dal pilastro superiore in combinazione slv15 si ha:

N=-11577 daN F2=-129 daN F3=-856 daN

Essendo la trave parallela all'asse 3 del pilastro si ha:

primo termine [7.4.8] $V_{jbd}=1.1*8*1.54*3913-V_c=53029+856.4=53885.96$ daNRck 400 fcd=400*0.83/1.5=221 daN/cm² $\eta=0.6*(1-40*0.83/250)=0.52$

vd=11577/(30*30*221)=0.0582

hjc=24-2*0.8-2.2=20.2 cm

secondo termine [7.4.8] $0.52*221*30*20.2*(1-0.0582/0.52)^{0.5}=65628$ daN

Verifica [7.4.10]

Dal pilastro superiore in combinazione slv15 si ha:

N=-11577 daN F2=-129 daN F3=-856 daN

Essendo la trave parallela all'asse 3 del pilastro si ha:

 $V_{jbd}=1.1*8*1.54*3913-V_c=53029+856.4=53885.96$ daN

vd=11577/(30*30*221)=0.0582

hjwt=36-2*0.8-1.4=33 cm

Ash=9*2*0.785=14.13 cm²fctd=14.5 daN/cm²primo termine [7.4.10] $14.13*3913/(30*33)=55.8$ daN/cm²secondo termine [7.4.10] $(53886/(30*20.2))^2/(14.5+0.0582*221)-14.5=274.5$ daN/cm²

Verifica [7.4.11]

Dal pilastro superiore in combinazione slv12 si ha:

N=-11350 daN F2=54 daN F3=-419 daN

vd=11350/(30*30*221)=0.057

Ash=9*2*0.785=14.13 cm²primo termine [7.4.11] $14.13*3913=55291$ daN/cm²secondo termine [7.4.11] $1.1*8*1.54*3913*(1-0.057)=50610$ daN/cm²**11.7.2 Riepilogo dei risultati**

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
primo termine [7.4.8]	53864	53886	
secondo termine [7.4.8]	64483	65628	
primo termine [7.4.10]	55.9	55.8	
secondo termine [7.4.10]	286.8	274.5	
primo termine [7.4.11]	55319	55291	
secondo termine [7.4.11]	50597	50610	

11.7.3 Trave a “Piano1 3-7” con angolo di travatura 90.

Verifica [7.4.8]

Dal pilastro superiore in combinazione slv8 si ha:

N=-11409 daN F2=60 daN F3=63 daN

Essendo la trave parallela all'asse 2 del pilastro si ha:

primo termine [7.4.8] $V_{jbd}=1.1*3*1.54*3913-(-60)=19886+60=19946$ daNRck 400 fcd=400*0.83/1.5=221 daN/cm² $\eta=0.48*(1-40*0.83/250)=0.416$

vd=11409/(30*30*221)=0.0574

hjc=24-2*0.8-2.2=20.2 cm

secondo termine [7.4.8] $0.416*221*30*20.2*(1-0.0574/0.416)^{0.5}=51730$ daN

Verifica [7.4.10]

Dal pilastro superiore in combinazione slv11 si ha:

$N = -11349$ daN $F2 = 51$ daN $F3 = -423$ daN

Essendo la trave parallela all'asse 3 del pilastro si ha:

$V_{jbd} = 1.1 \cdot 3 \cdot 1.54 \cdot 3913 - V_c = 19886 + 51 = 19937$ daN

$vd = 11349 / (30 \cdot 30 \cdot 221) = 0.057$

$h_{jw} = 36 - 2 \cdot 8 - 1.4 = 33$ cm

$A_{sh} = 9 \cdot 2 \cdot 785 = 14.13$ cm²

$f_{ctd} = 14.5$ daN/cm²

primo termine [7.4.10] $14.13 \cdot 3913 / (30 \cdot 33) = 55.8$ daN/cm²

secondo termine [7.4.10] $(19940 / (30 \cdot 20.2))^2 / (14.5 + 0.057 \cdot 221) - 14.5 = 25.45$ daN/cm²

Verifica [7.4.12]

Poiché in relazione alla travatura esaminanda che non ha travi "opposte" il nodo risulta essere esterno, dal pilastro inferiore, per la sezione superiore in combinazione slv11 si ha:

$N = -24792$ daN

$vd = 24792 / (30 \cdot 30 \cdot 221) = 0.125$

$A_{sh} = 9 \cdot 2 \cdot 785 = 14.13$ cm²

primo termine [7.4.11] $14.13 \cdot 3913 = 55290$ daN/cm²

secondo termine [7.4.11] $1.1 \cdot 3 \cdot 1.54 \cdot 3913 \cdot (1 - 8 \cdot 0.125) = 17902$ daN/cm²

11.7.4 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
primo termine [7.4.8]	19938	19946	0.04%
secondo termine [7.4.8]	50831	51730	1.76%
primo termine [7.4.10]	55.9	55.8	0.18%
secondo termine [7.4.10]	27.36	25.45	6.98%
primo termine [7.4.12]	55319	55290	0.05%
secondo termine [7.4.12]	17894	17902	0.05%

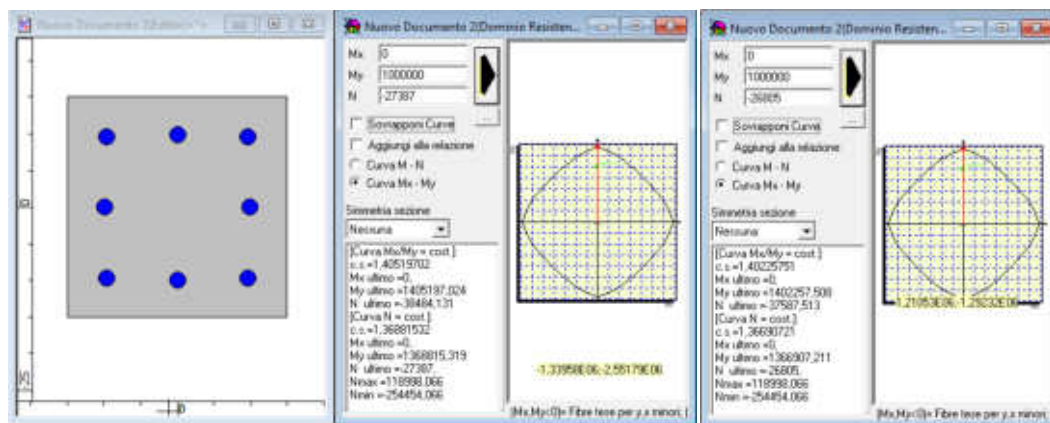
11.8 TAGLI PLASTICI SECONDO §7.4.5 IN COMBINAZIONE SLV

Estratto della relazione di calcolo

Q.inf.	Q.sup.	Luce	γ_{Rd}	MRdx,inf	MRdy,inf	N,inf	MRdx,sup	MRdy,sup	N,sup	Vpl,x	Vpl,y	Comb.
0	260	260	1.1	1367445.7		-27387.5	1365102.9		-26804.7	11560.8		SLV
0	260	260	1.1		1367445.7	-27387.5		1365102.9	-26804.7		11560.8	SLV

La sezione 30*30 è armata con 8Φ22 disposti simmetricamente a distanza 9.64 cm dagli assi baricentrici negli spigoli e a distanza 9.9 cm dal baricentro sugli assi.

Si utilizza il programma presfle per valutare il dominio di resistenza.



Il taglio plastico risulta: $V_{pl} = 1.1 \cdot (1368815 + 1366907) / 260 = 11574$ daN

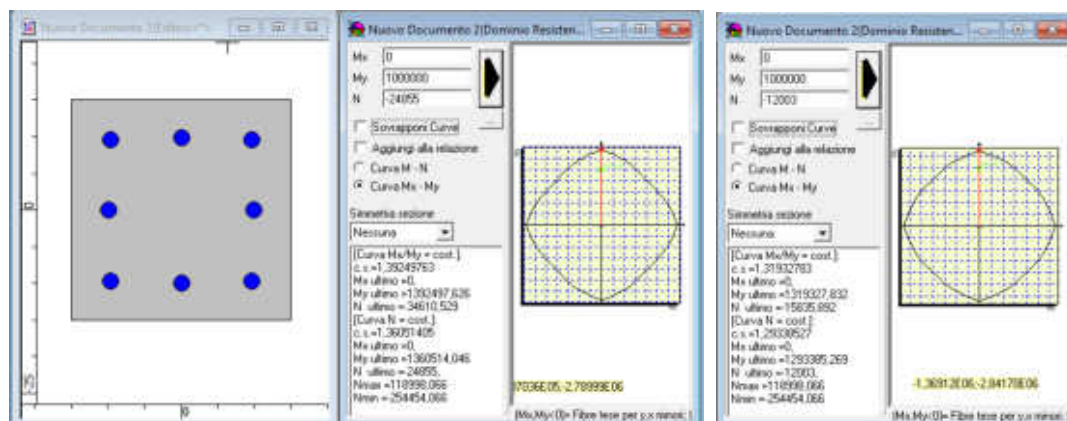
11.8.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
Vpl	11560.8 daN	11574 daN	0.11%

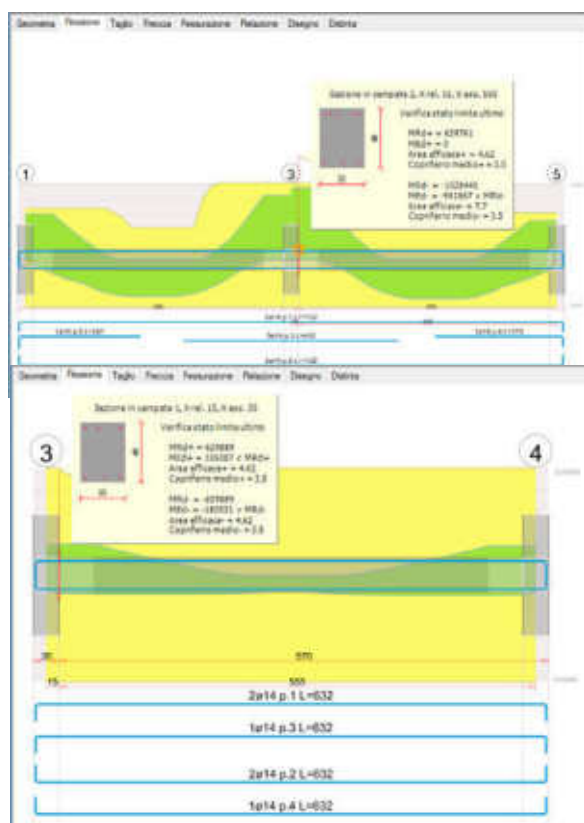
11.9 VERIFICHE DELLA GERARCHIA RESISTENZA NODI TRAVE-PILASTRO D.M. 17-01-18 NTC IN COMBINAZIONI SLV, $\gamma_{RD} = 1,3$

Q.nodo	Angolo	$\gamma_{rd} \cdot \Sigma(M_{b,rd})$	Verifica	$\Sigma(M_{c,rd})$	Mc,inf	Mc,sup	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
280	0	2155661	<	2650448	1357271	1293177	1.23	SLV 11		Si
280	90	818855	<	2650448	1357271	1293177	3.237	SLV 11		Si
280	180	2155661	<	2650448	1357271	1293177	1.23	SLV 11		Si

In combinazione slv11 a quota 300 N=-12003 daN e a quota 260 N=-24855 daN. Si utilizza il programma presfle per la valutazione dei momenti ultimi.



Le resistenze delle sezioni delle travi concorrenti nel nodo le leggiamo nell'ambiente di verifica delle travi.



$$\Sigma(M_{c,rd}) = 1360514 + 1293385 = 2653899 \text{ daN*cm}$$

$$\text{Per la trave 1-5 nel nodo 3 } \Sigma(M_{b,rd}) = 1.3 * (629761 + 1028440) = 2155661 \text{ daN*cm}$$

$$\text{Per la trave 3.4 nel nodo 3 } \Sigma(M_{b,rd}) = 1.3 * 629889 = 818856 \text{ daN*cm}$$

11.9.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
$\Sigma(M_{c,rd})$	2650448 daN*cm	2653899 daN*cm	0.13%
$\Sigma(M_{b,rd})$ angolo 0; 180	2155661 daN*cm	2155661 daN*cm	0%
$\Sigma(M_{b,rd})$ angolo 90	818856 daN*cm	818855 daN*cm	0%

12 Verifica di instabilità di pilastro in c.a.

12.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica dei pilastri di Sismicad 12 per quanto riguarda i risultati relativi all'instabilità che risponde alle richieste di NTC18 §4.1.2.1.7.2.

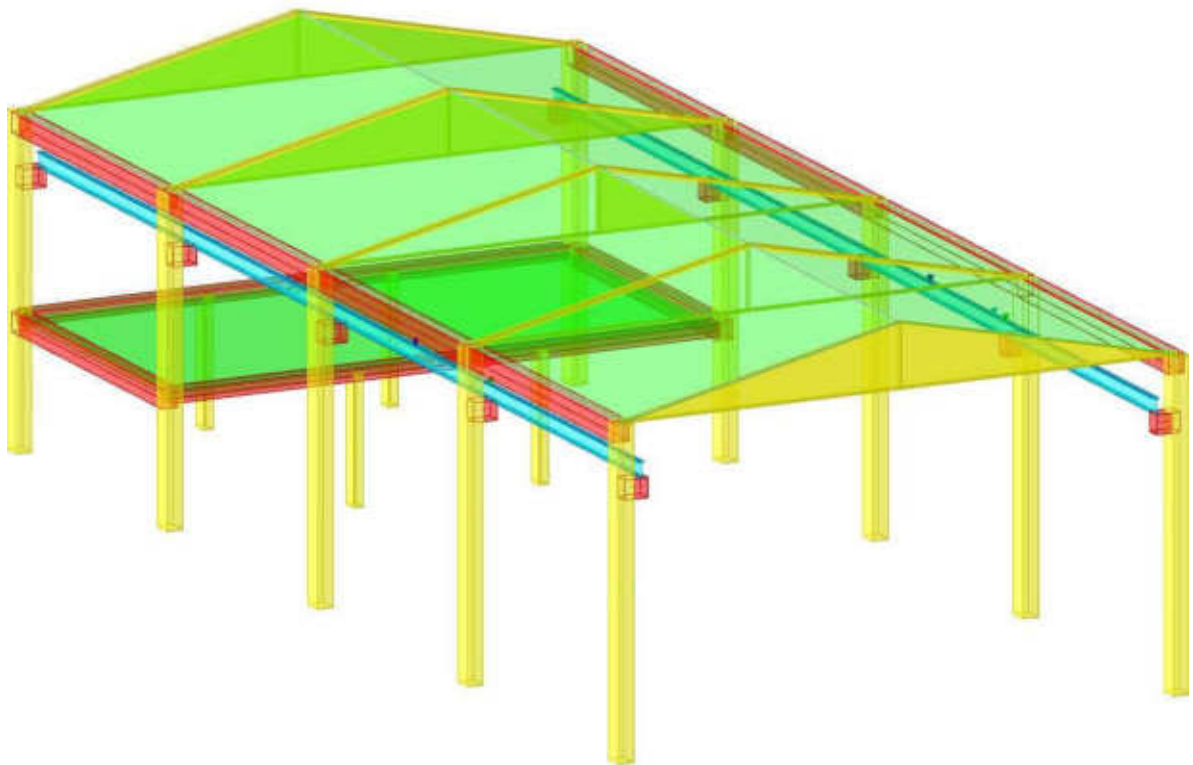
Si ricorda che la verifica di instabilità dei pilastri in Sismicad è trattata secondo il metodo basato sulla curvatura nominale dedotto da EC2 §5.8.8.

12.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Esempio pilastri 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

12.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si riferisce ad un edificio industriale in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 4000 cm x 1800 cm. Esiste un soppalco destinato a magazzino con orizzontamento infinitamente rigido, si faccia riferimento alla immagine sottostante.



I pilastri sono considerati con svincolo sommitale e incastrati al piede, i pilastri di dimensione inferiore a supporto del soppalco sono considerati secondari e con svincoli nelle due direzioni in testa e al piede.

Le preferenze di calcolo sono quelle visualizzate di seguito:

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | **Tipologia** | Analisi | Suolo | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Tipo di costruzione: 2

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Vicenza, Zugliano, Grumolo Pedemonte
 Latitudine ED50 45.7257° (45° 43' 33")
 Longitudine ED50 11.4922° (11° 29' 32")
 Altitudine s.l.m. 156.33 m

Zona sismica: Zona 3

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	T _r (anni)	Ag/g	F _o	T _o (sec)
SLD	Default (81)	30	0.0439	2.47	0.24
SLD	Default (63)	50	0.0584	2.505	0.25
SLV	Default (10)	475	0.1632	2.409	0.29
SLC	Default (5)	975	0.2121	2.421	0.29

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | **Tipologia** | Analisi | Suolo | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Classe di utilità: CO*B*

Regolarità in pianta: ☐

Regolarità in elevazione: ☐

☒ Edificio C.A.

Tipologia C.A.: Strutture prefabbricate a pilastri isostatici q₀=2.5

q_{u1} C.A.:

R_{te}: 0.500

☐ Edificio acciaio

Tipologia acciaio: a) Strutture intelaiate q₀=4.0

q_{u1} acciaio:

☐ Edificio muratura

Tipologia muratura: Costruzioni in muratura ordinaria q₀=2.0*α_u/α₁

q_{u1} muratura: Costruzioni in muratura ordinaria ad un piano α_u/α₁=(1.0+1.4)/2

☐ Edificio legno

Tipologia legno: Scarsamente dissipativa q=1.5 (§ 7.7.1 punto b))

OK Annulla

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | Tipologia | **Analisi** | Suolo | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Tipo di analisi: Lineare dinamica

Rotazione del sistema: deg 0

Quota dello 0 sismico: cm 0

Smorzamento viscoso (%): 5

Limite spostamenti interpiano: Default (0.005)

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default: Default (1.000)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default: Default (1.000)

Fattore di struttura per sisma X: Default (2.00)

Fattore di struttura per sisma Y: Default (2.00)

Fattore di struttura per sisma Z: Default (1.50)

Applica 1% (§ 3.1.1): ☐

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo: SLV

OK Annulla

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | Tipologia | Analisi | **Suolo** | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Categoria del suolo: B - sabbie dense o argille consistenti

SLO		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.20)	Ss orizzontale SLD	Default (1.20)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.117)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.121)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.351)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.363)
Td orizzontale SLO	s Default (1.776)	Td orizzontale SLD	s Default (1.834)

SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.20)	Ss orizzontale SLC	Default (1.19)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.136)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.136)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.409)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.409)
Td orizzontale SLV	s Default (2.253)	Td orizzontale SLC	s Default (2.448)

Verticale

Ss verticale	Default (1.00)
Tb verticale	s Default (0.050)
Tc verticale	s Default (0.150)
Td verticale	s Default (1.000)

Categoria topografica: T1

St: Default (1.00)

OK Annulla

12.3.1 Analisi dei carichi

Vengono definiti carichi superficiali di copertura e per il soppalco e carichi concentrati per simulare varie posizioni del carroponete.

Definizioni dei carichi

Condizioni: Concentrati | Lineari | Superficiali | Termici | Potenziali | Combinabilità per default | Combinazioni

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variable E	Neve	Carroponte Pos 1	Carroponte Pos 2	Carroponte Pos 3
1	C 1								
	Fx		0	0	0	0	1000	0	0
	Fy		0	0	0	0	0	0	0
	Fz		0	0	0	0	-10000	0	0
	Mx		0	0	0	0	0	0	0
	My		0	0	0	0	0	0	0
	Mz		0	0	0	0	0	0	0
2	C 2								
	Fx		0	0	0	0	0	1000	0
	Fy		0	0	0	0	0	0	0
	Fz		0	0	0	0	0	-10000	0
	Mx		0	0	0	0	0	0	0
	My		0	0	0	0	0	0	0
	Mz		0	0	0	0	0	0	0
3	C 3								
	Fx		0	0	0	0	0	0	1000
	Fy		0	0	0	0	0	0	0
	Fz		0	0	0	0	0	0	-10000
	Mx		0	0	0	0	0	0	0
	My		0	0	0	0	0	0	0
	Mz		0	0	0	0	0	0	0

cm,daN,deg,°C,s

OK Annulla Applica

Definizioni dei carichi

Condizioni: Concentrati | Lineari | Superficiali | Termici | Potenziali | Combinabilità per default | Combinazioni

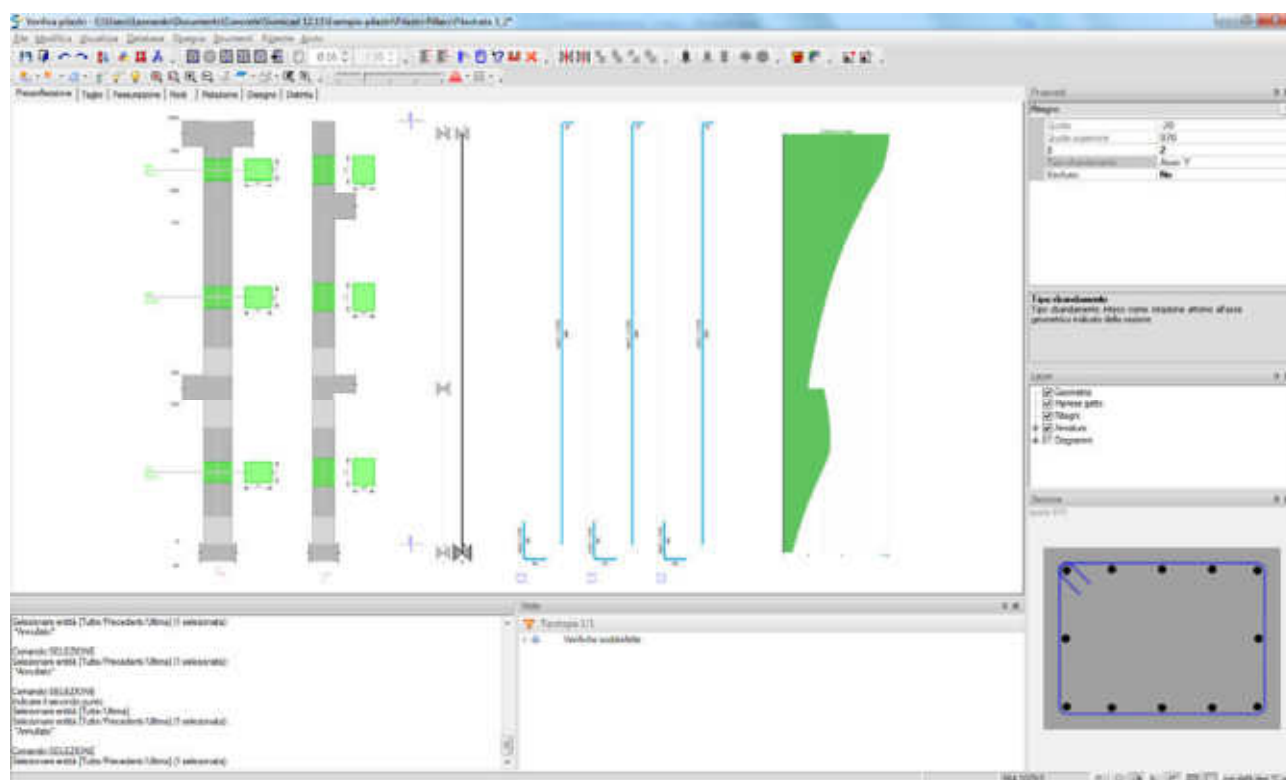
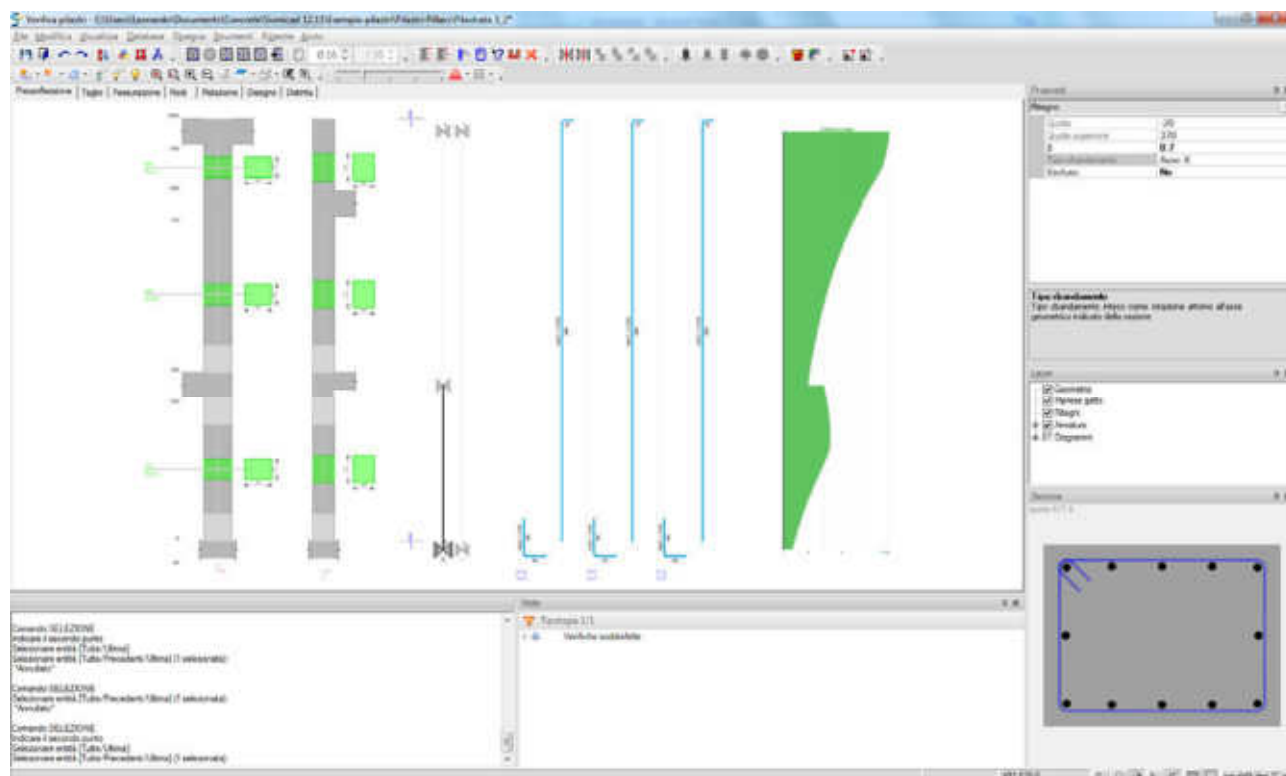
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variable E	Neve	Carroponte Pos 1	Carroponte Pos 2	Carroponte Pos 3
1	Copertura								
	Valore		0	0.01	0	0.01	0	0	0
	Tipo valore		Verticale	Verticale	Verticale	Verticale in proiezione	Verticale	Verticale	Verticale
2	Magazzino								
	Valore		0	0.025	0.06	0	0	0	0
	Tipo valore		Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

cm,daN,deg,°C,s

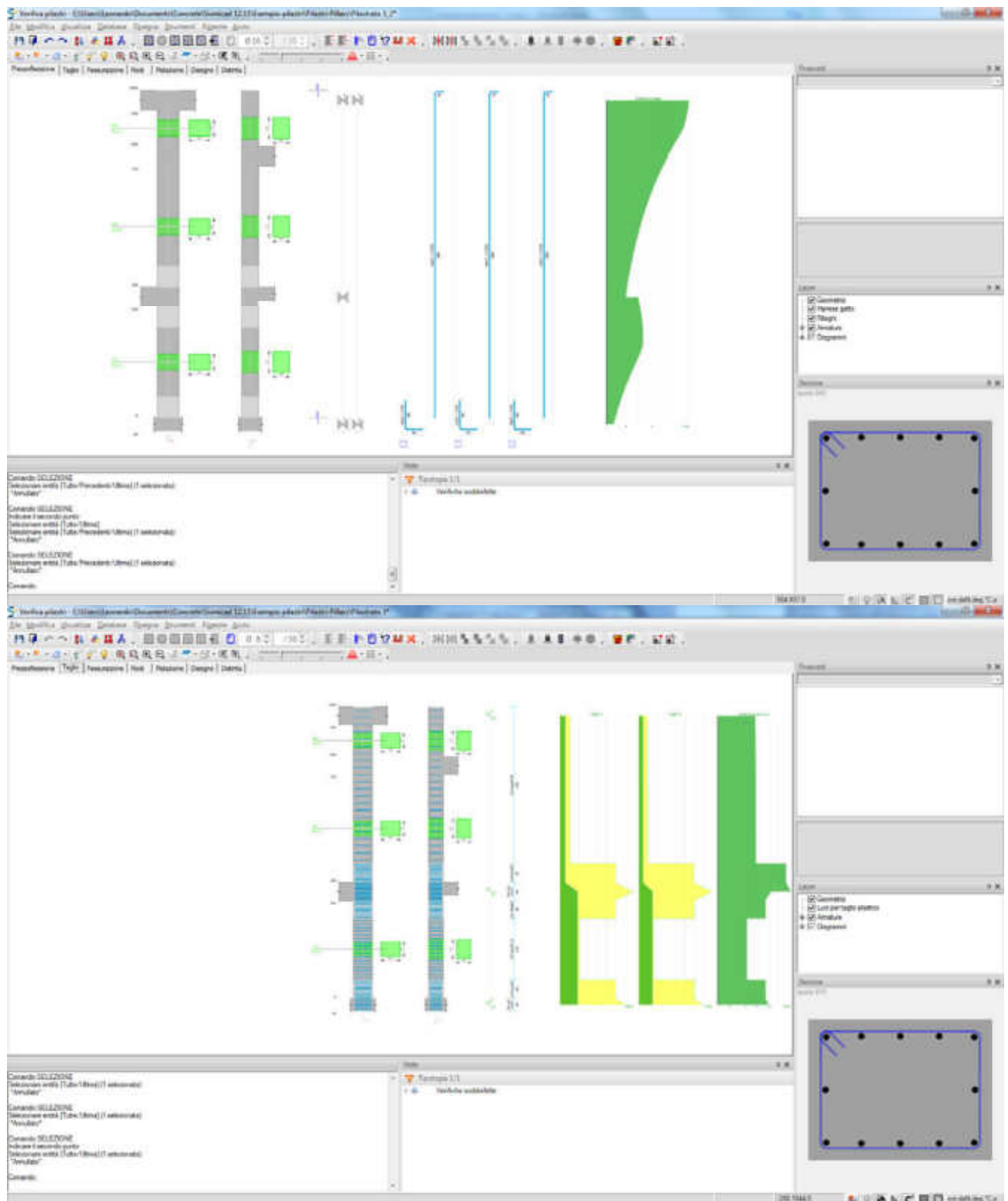
OK Annulla Applica

12.4 VERIFICA IN SISMICAD

Dopo avere risolto il modello si lancia la 'Verifica pilastrata' e si seleziona la pilastrata 3. Si impostano le seguenti opzioni di verifica



Si predisporrà l'armatura in questa maniera:



Riportiamo la tabella di verifica tratta dal programma per l'instabilità
Verifica di instabilità

Q.inf.	Q.sup.	Quota	λ, x	λ, y	$\lambda, \lim X$	$\lambda, \lim Y$	M 2° ord.	Nsd	Comb	M0ed,x	M2,x	M0ed,y	M2,y	Mver,x	Mver,y	C.s x	C.s y	Ris ult ato	(5.38)	(5.39)	Ver.
-20	370	-20	19	15	97	97	No	- 56135	SLU 49	237822	59821	664683	46014	439042	1661708	12.3 7	5.63	Min	No	4.91	Si
-20	370	370	19	15	101	101	No	- 52021	SLU 49	237822	55342	664683	45470	-554997	-917232	11.5 8	9.77	X	No	7.25	Si
-20	970	-20	137	106	97	97	Si	- 56135	SLU 49	72976	2645129	72976	1971497	2718104	2044472	2.14	4.33	Min	No	1.66	Si
-20	970	-20	137	106	97	97	Si	- 56135	SLU 49	72976	2645129	72976	1971497	2718104	2044472	2.14	4.33	Y	No	1.66	Si
370	970	370	83	64	123	123	No	- 34580	SLU 49	49565	622918	49565	534500	669554	- 1019679	11.6 8	9.18	Min	No	5.85	Si

Q.inf.	Q.sup.	Quota	λ_x	λ_y	$\lambda_{lim X}$	$\lambda_{lim Y}$	M 2° ord.	Nsd	Comb	M0ed,x	M2,x	M0ed,y	M2,y	Mver,x	Mver,y	C.s x	C.s y	Ris ult ato	(5.38)	(5.39)	Ver.
370	970	370	83	64	123	123	No	-	SLU 49	49565	622918	49565	534500	669554	-	11.68	9.18	X	No	5.85	Si
								34580							1019679						

La verifica riporta per ciascun campo di instabilità la verifica che fornisce il coefficiente di sicurezza minimo, in relazione alla sezione di verifica e alla combinazione.

12.5 VERIFICA ANALITICA

Procediamo alla verifica analitica secondo EC2 5.8.8

12.5.1 Elemento tra quota -20 e quota +370 quota -20

Dimensioni del pilastro 50*65

$$fcd=550 \cdot 0.83 \cdot 0.85/1.5=258.68 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_0=0.7 \cdot 390=273 \text{ cm}$$

$$i_x=0.289 \cdot 50=14.45 \quad \lambda_x=273/14.5=18.83$$

$$i_y=0.289 \cdot 65=18.78 \quad \lambda_y=273/18.78=14.53$$

essendo $N_{inf}=-56135 \text{ daN}$

$$n=56135/(50 \cdot 65 \cdot 258.68)=0.0668$$

$$\lambda_{lim}=25/0.0668^{0.5}=96.7 \text{ NTC18 4.1.41}$$

in combinazione SLU49 si ha:

$$M3_{inf}=-439042 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (asse 3 parallelo ad asse x di definizione)}$$

$$M3_{sup}=-594554 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M2_{sup}=1019860 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M2_{inf}=-1661708 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$Moe_x=-0.6 \cdot 594544 + 0.4 \cdot 439042 = -181019 \text{ daN} \cdot \text{cm} < Moe_x = -0.4 \cdot 594544 = -237818 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

(confronto valori assoluti)

$$Moe_y=-0.6 \cdot 1661708 + 0.4 \cdot 1019860 = 5589081 \text{ daN} \cdot \text{cm} < Moe_y = 0.4 \cdot 1661708 = 664683 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Valutazione di $e2,x$ (5.33)

Sbandamento X (attorno all'asse x)

$$dx=18.9+25=43.9 \text{ cm}$$

$$n=56135/(50 \cdot 65 \cdot 258.68)=0.0668$$

$$\omega=12 \cdot 3.8 \cdot 3913/(50 \cdot 65 \cdot 258.68)=0.2088$$

$$nu=1+0.2088=1.2088$$

$$n_{bal}=0.4$$

$$K_r=(1.2088-0.0668)/(1.2088-0.4)=1.41 >> K_r=1 \text{ (5.36)}$$

$$\Phi_{inf}=1.7$$

$$\text{Minimo } M_{qp3_{inf}}=-278189 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (SLEqp2)}$$

$$\phi_{efx}=1.7 \cdot (278189/439042)=1.07$$

$$\beta_x=0.35+45.6/200-18.83/150=0.452$$

$$K_{\phi x}=1+0.452 \cdot 1.07=1.48 \text{ (5.37)}$$

$$\epsilon_{yd}=3913/2060000=0.0019$$

$$1/r0_x=0.0019/(0.45 \cdot 43.9)=0.0000962$$

$$1/r_x=0.0000962 \cdot 1 \cdot 1.21=0.000143$$

$$e2_x=0.000143 \cdot 273^2/10=1.066 \text{ cm}$$

$$M2_x=56135 \cdot 1.066=59821 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Valutazione di $e2,y$ (5.33)

Sbandamento Y (attorno all'asse y)

$$i_{sy}=[(26.14^2 \cdot 6^3 \cdot 3.8 + 13.75^2 \cdot 4^3 \cdot 3.8)/(12 \cdot 3.8)]^{0.5}=20.1 \text{ cm} \text{ (5.35)}$$

$$dx=65/2+20.1=52.6 \text{ cm (valore valutato con riferimento alle armature più esterne)} dx=58.9 \text{ cm}$$

$$\text{Minimo } M_{qp,2_{inf}}=1085947 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (SLEqp2)}$$

$$\phi_{efx}=1.7 \cdot (1085947/1661708)=1.11$$

$$\beta_x=0.35+45.6/200-14.53/150=0.481$$

$$K_{\phi x}=1+0.481 \cdot 1.11=1.533 \text{ (5.37)}$$

$$\epsilon_{yd}=3913/2060000=0.0019$$

$$1/r0_y=0.0019/(0.45 \cdot 52.6)=0.0000774 \quad (0.0019/(0.45 \cdot 58.9)=0.00007168)$$

$$1/r_y=0.0000774 \cdot 1 \cdot 1.533=0.0001187 \quad (0.00007168 \cdot 1 \cdot 1.533=0.0001099)$$

$$e2_y=0.0001187 \cdot 273^2/10=0.885 \text{ cm} \quad (0.0001099 \cdot 273^2/10)=0.819 \text{ cm}$$

$$M2,y=56135 \cdot 0.885=49679 \text{ daN} \cdot \text{cm} \quad (56135 \cdot 0.819=45974 \text{ daN} \cdot \text{cm})$$

$$\lambda_x / \lambda_y = 18.83 / 14.5 = 1.3 < 2 \quad (5.38a)$$

$$\lambda_y / \lambda_x = 14.5 / 18.83 = 0.77 < 2$$

$$e_y = (237818 + 59861) / 56135 = 240880 / 56135 = 4.29 \text{ cm}$$

$$e_x = (664683 + 49679) / 56135 = 714362 / 56135 = 12.7 \text{ cm}$$

$$b_{eq} = 50 \cdot 0.289 \cdot 12^{0.5} = 50 \text{ cm}$$

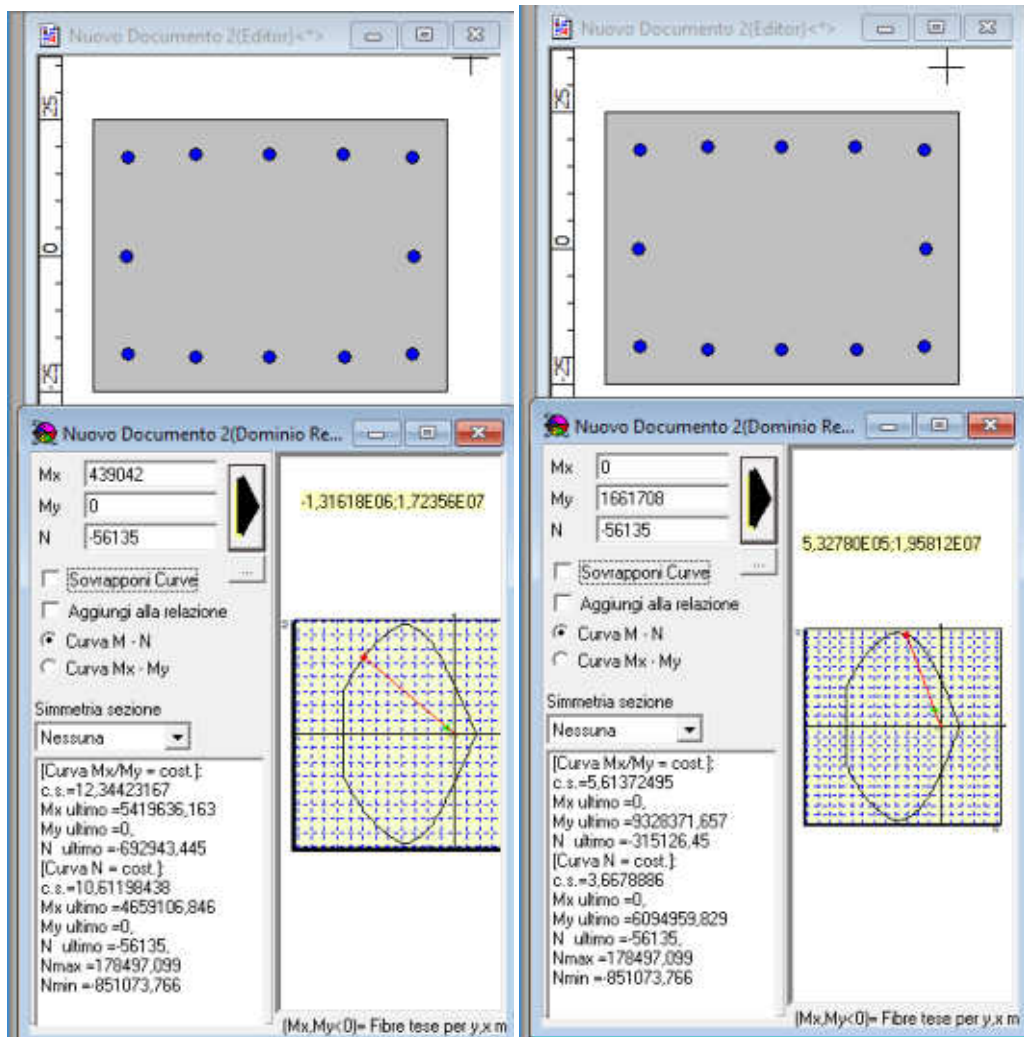
$$h_{eq} = 65 \cdot 0.289 \cdot 12^{0.5} = 65 \text{ cm}$$

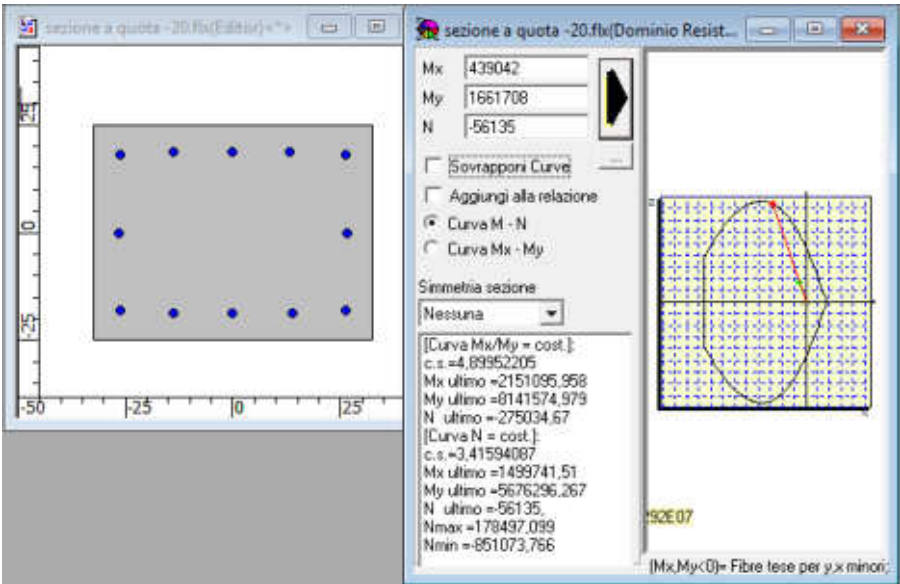
$$(e_y / h_{eq}) / (e_x / b_{eq}) = 0.34 > 0.2 \quad (5.38b)$$

$$(e_x / b_{eq}) / (e_y / h_{eq}) = 2.91$$

Necessaria la verifica a pressoflessione deviata.

In realtà essendo i momenti di primo ordine prevalenti sarebbe inutile ai fini della valutazione della sicurezza.





12.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
λ_{lim}	98	98	0
λ_x	19	19	0
λ_y	15	15	0
Moed,x	237822	237818	0
M2,x	59821	59821	0
Moed,y	664683	664683	0
M2,y	46014	(45974)	
c.s.x	12.37	12.34	0.24%
c.s.y	5.63	5.61	0.35%
(5.38)	no	no	
c.s. (5.39)	4.91	4.9	0.5%

49679

7

13 Verifica di parete in c.a. secondo NTC2018

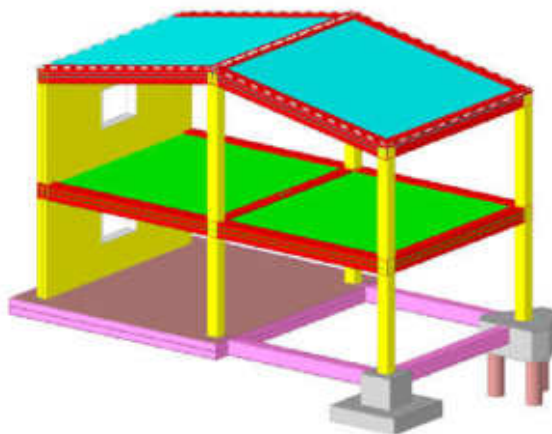
13.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle pareti in c.a. di Sismicad 12 eseguite secondo NTC 2018.

13.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Cls validazione 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente. Si utilizza anche il file di presfile *sezione quota 0.flx*.

13.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



Si riportano alcune immagini relative ai dati generali di analisi. L'edificio è sottoposto ad analisi dinamica lineare con classe di duttilità CDB.

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Padova, via della Pieve 19
 Latitudine ED50 45.4046° (45° 24' 17")
 Longitudine ED50 11.8826° (11° 52' 57")
 Altitudine s.l.m. 18,24 m

Dettagli...

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0303	2.512	0.21
SLD	Default (63)	50	0.0366	2.542	0.248
SLV	Default (10)	475	0.0819	2.639	0.337
SLC	Default (5)	975	0.1053	2.622	0.352

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Classe di duttilità: CD"B"

Regolarità in pianta: ☐

Regolarità in elevazione: ☒

☒ Edificio C.A.

Tipologia C.A.: Strutture miste equivalenti a pareti $q_0=3.0 \cdot a_{ul}/\alpha_1$

a_{ul}/α_1 C.A.: Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a par

Kw: 0.670

☐ Edificio acciaio

Tipologia acciaio: a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

a_{ul}/α_1 acciaio:

☐ Edificio muratura

Tipologia muratura: Costruzioni di muratura ordinaria $q_0=1.75 \cdot a_{ul}/\alpha_1$

☐ Edificio legno

Tipologia legno: Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve
 Generali Tipologia **Analisi** Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di analisi: Lineare dinamica

Rotazione del sisma: deg 0

Quota dello '0' sismico: cm 0

Smorzamento viscoso (%): % Default (5)

Limite spostamenti interpiano: Default (0.0050)

Fattore di comportamento per sisma SLD X: Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y: Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z: Default (1.00)

Fattore di comportamento per sisma SLV X: Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Y: Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Z: Default (1.50)

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo: SEC

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default: Default (1.000)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default: Default (1.000)

Ometti G2 per combinazioni di default: ☐

OK Annulla

13.4 AMBIENTE DI VERIFICA DELLE PARETI

Con il comando *Verifica pareti c.a.* si selezionano i due tronchi di parete entrando nell'ambiente di verifica. Si definiscono poi i due pannelli di controvento come da immagini e figure:

Proprietà pannello

Generali | Output | **Armatura** | Rilegni

Numero piani coinvolti: 1

Altezza interpiano (cm): 328

Quota inizio zona dissipativa (cm): 0

Denominazione: Pannello da Filo 2 a (15,370)

☒ Verifica con comportamento dissipativo
☐ Verifica con comportamento non dissipativo ($q = 1$)
 Le condizioni sismiche verranno moltiplicate per i rispettivi fattori di struttura
☐ Pannello di fondazione
☐ Parete estesa debolmente armata
☐ Imporsi direzione asse neutro ortogonale al setto
☐ Verifica instabilità secondo EC2 - UNI EN 1992-1-1/2006 punto 12.6.5
☐ Verifica a taglio con il metodo della inclinazione variabile
☐ Per CDB o non dissipativi calcola altezza utile usando il coprifreno massimo
☐ Escludi verifica a scorrimento su piani orizzontali
☐ Escludi incrementi + 50% del carico assiale per $q > 2$ secondo DM18 7.4.4.5.1

OK Cancel

Proprietà pannello

Generali | Output | **Armatura** | Rilegni

Diametro barre zone di confinamento: 16

Diametro staffe di confinamento: 8

Passo staffe: 12

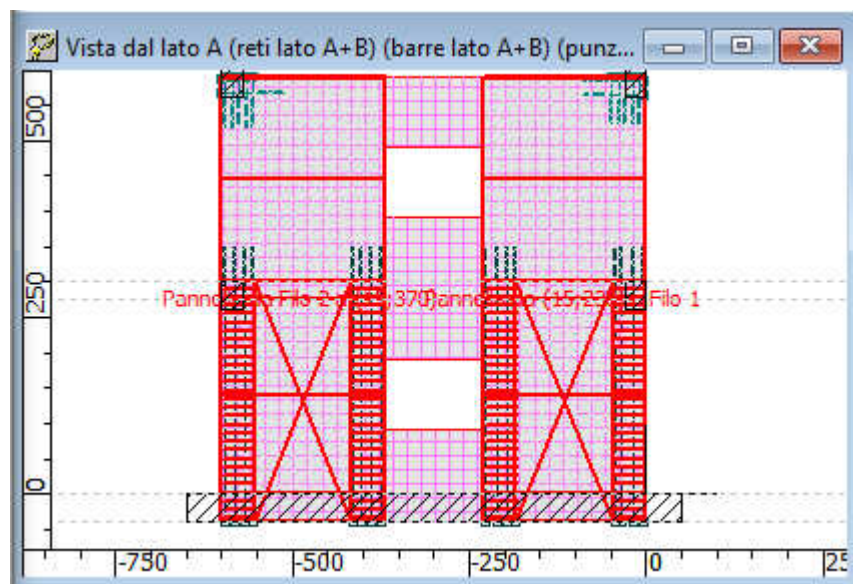
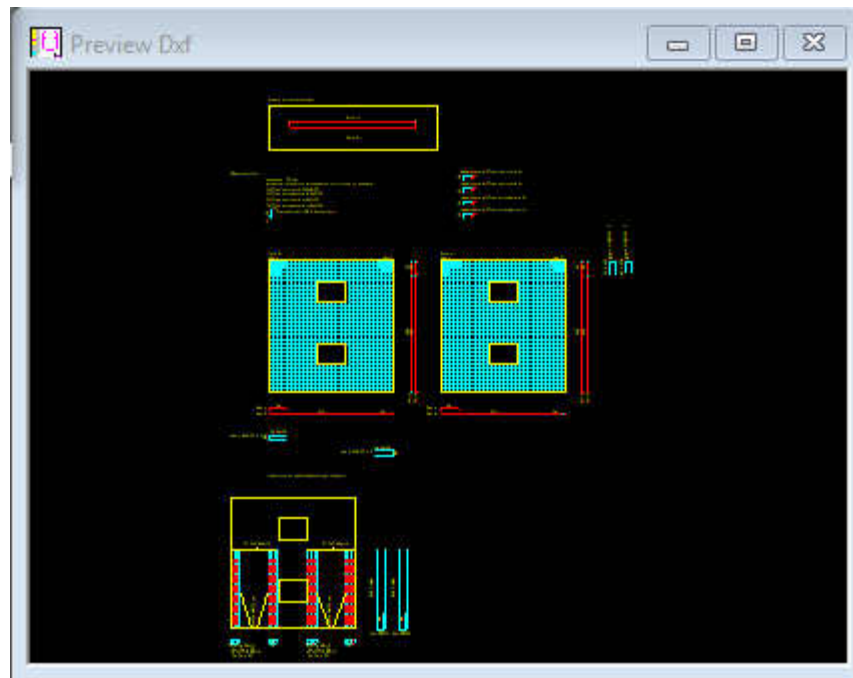
Spaziatura barre verticali legate da spille: 15

☐ Calcolo quota altezza critica automatica
 Quota altezza critica: 300
 H critica = 270

Armatura di proseguimento ai bordi

Diametro barre laterali di continuità: 12
 Spaziatura orizzontale: 0
 Numero barre: 1

OK Cancel



13.5 VERIFICHE SVOLTE SUL PANNELLO DA FILO2 A (15; 370)

Verifica di dettagli costruttivi per la duttilità NTC18 [7.4.32]

Estratto della relazione di calcolo:

Dettagli costruttivi per duttilità [7.4.32] rispettati											
alfan	alfas	omegawd	mu_fi	Med/Mrd	mu_fi [7.4.4.5.2]	eps1	eps2	Nd	nid	omegav	comb
0.672	0.651	0.154	4.106	0.052	1.000	-0.000210	0.000561	-7015	0.036	0.055	14 SLV
Rapporto volumetrico armatura trasversale 0.067 > -0.029											

13.5.1 Valutazione analitica

sono presenti 1 staffa $\Phi 8/12$ dimensioni 41.6×25.6 e 2 spille $\Phi 8/12$ di lunghezza 25.6 cm

volume delle staffe di confinamento $0.5 \times (2 \times 41.6 + 2 \times 25.6 + 2 \times 25.6) / 12 = 7.73 \text{ cm}^3 / \text{cm}$

volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo $41.6 \times 25.6 = 1065 \text{ cm}^3 / \text{cm}$

$R_{ck} = 400$ fcd $= 400 \times 0.83 \times 0.85 / 1.5 = 188 \text{ daN/cm}^2$

$F_{yk} = 4500$ fyd $= 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$

$\omega_{wd} = 7.73 \times 3913 / (1065 \times 188) = 0.15$

$b_{ix} = (41.6 - 0.8 - 1.6) / 3 = 13.07 \text{ cm}$ distanza tra barre consecutive in direzione x

$b_{iy}=25.6-0.8-1.6=23.2$ cm distanza tra barre consecutive in direzione y

$$\Sigma b_i^2=6*13.07^2+2*23.2^2=2101 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_n=1-(2101/(6*41.6*25.6))=0.671$$

$$\alpha_s=[1-12/(2*41.6)]*[1-12/(2*25.6)]=0.655$$

$$\alpha=\alpha_n*\alpha_s=0.44$$

$$T_c=0.337 \text{ s}$$

$$T_{1y}=0.374 \text{ s}$$

$$\mu_\phi=1.2*(2*2.21-1)=4.1$$

$$\mu_\phi*\text{Med/Mrd}=4.1*0.052=0.21$$

$$N(\text{comb. Slv7})=-(4.8+4.5)/2*30*46=6417 \text{ daN}$$

(tensioni lette in presflesse per M nel piano=415568 daN*cm, M fuori piano=189060 daN*cm e N=-23273 daN)

$$v_d=6417/(188*25.6*41.6)=0.032$$

$$\rho_v=0.79*10/3000=0.0026 \text{ (diam.10/20)}$$

$$\omega_v=0.0026*3913/188=0.054$$

$$b_c/b_0=30/25.6=1.17$$

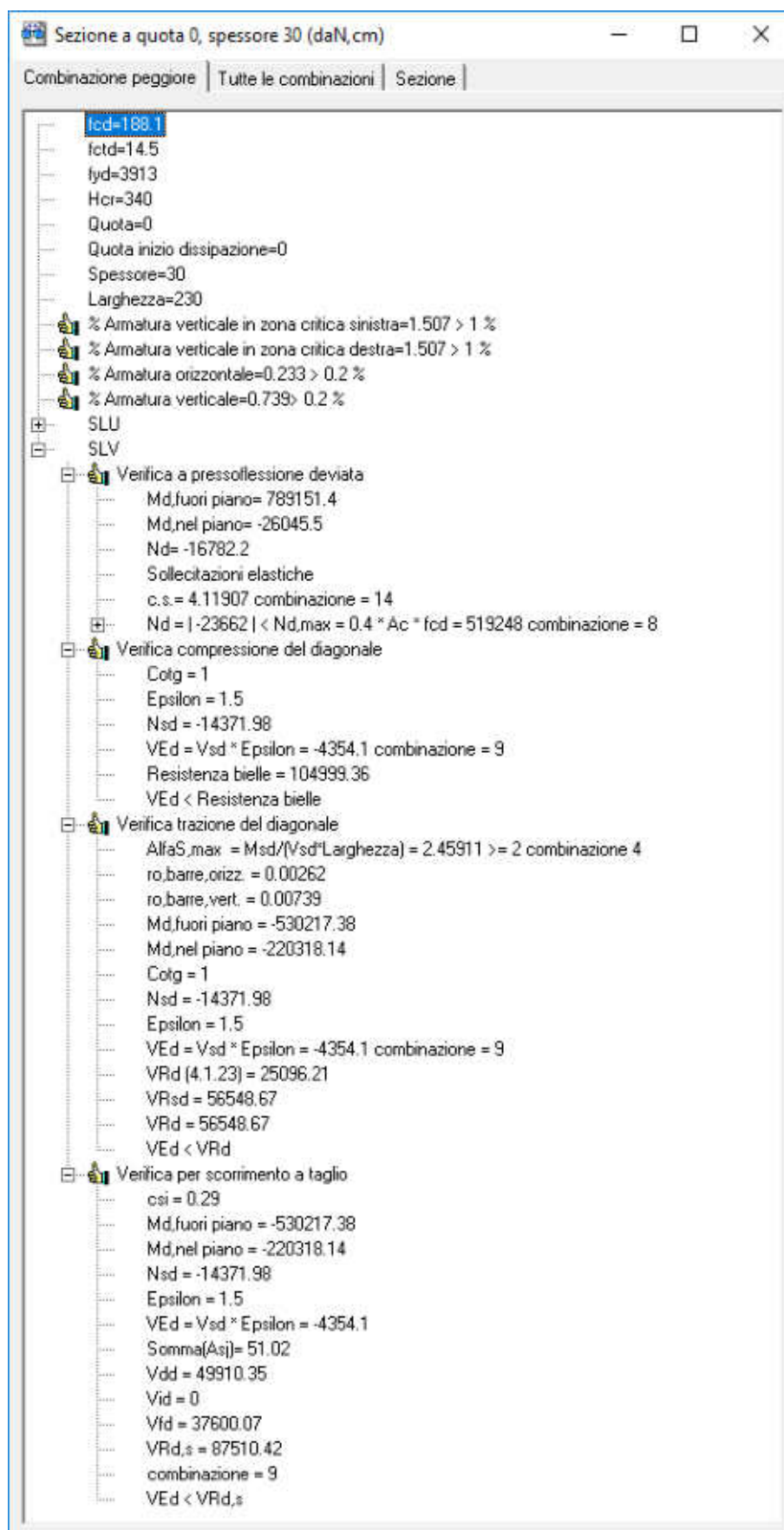
$$\alpha*\omega_{wd}=0.44*0.15=0.066$$

$$\text{secondo termine [7.4.32]}=30*1*(0.032+0.054)*0.0019*1.17-0.035=-0.029$$

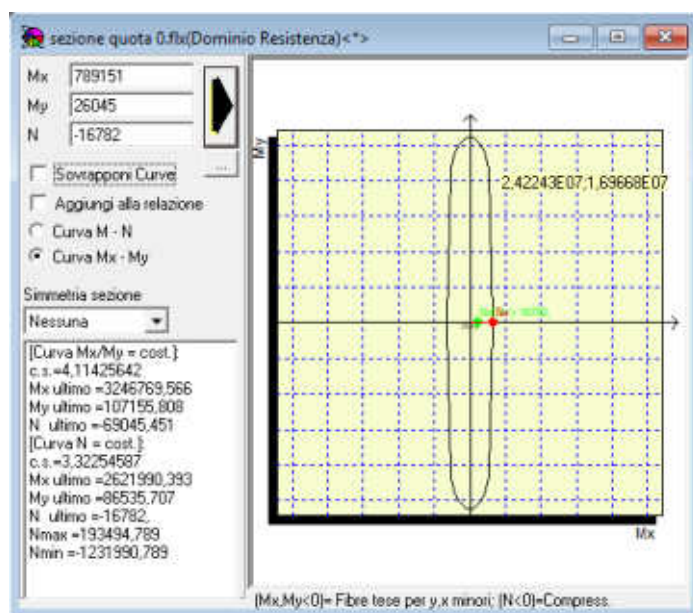
13.5.2 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
α_n	0.672	0.671	0.15%
α_s	0.651	0.655	0.6%
ω_{wd}	0.154	0.15	2.5%
$\alpha_n * \alpha_s * \omega_{wd}$	0.067	0.066	1.5%
secondo termine [7.4.32]	-0.027	-0.029	7.4%

13.6 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI BASE



Verifica a pressoflessione
Si utilizza il programma presfle:



Verifica a taglio-compressione del diagonale

$z=0.8 \cdot 230=184$ cm (braccio delle forze interne)

$N=-14300$ daN (comb. slv9)

$\sigma_{cp}=14300/(230 \cdot 30)=2$ daN/cm²

$\alpha_c=1+2/188=1.01$

$0.4 \cdot V_{Rcd}=0.4 \cdot 184 \cdot 30 \cdot 0.5 \cdot 1.01 \cdot 188/2=104814$ daN

Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima

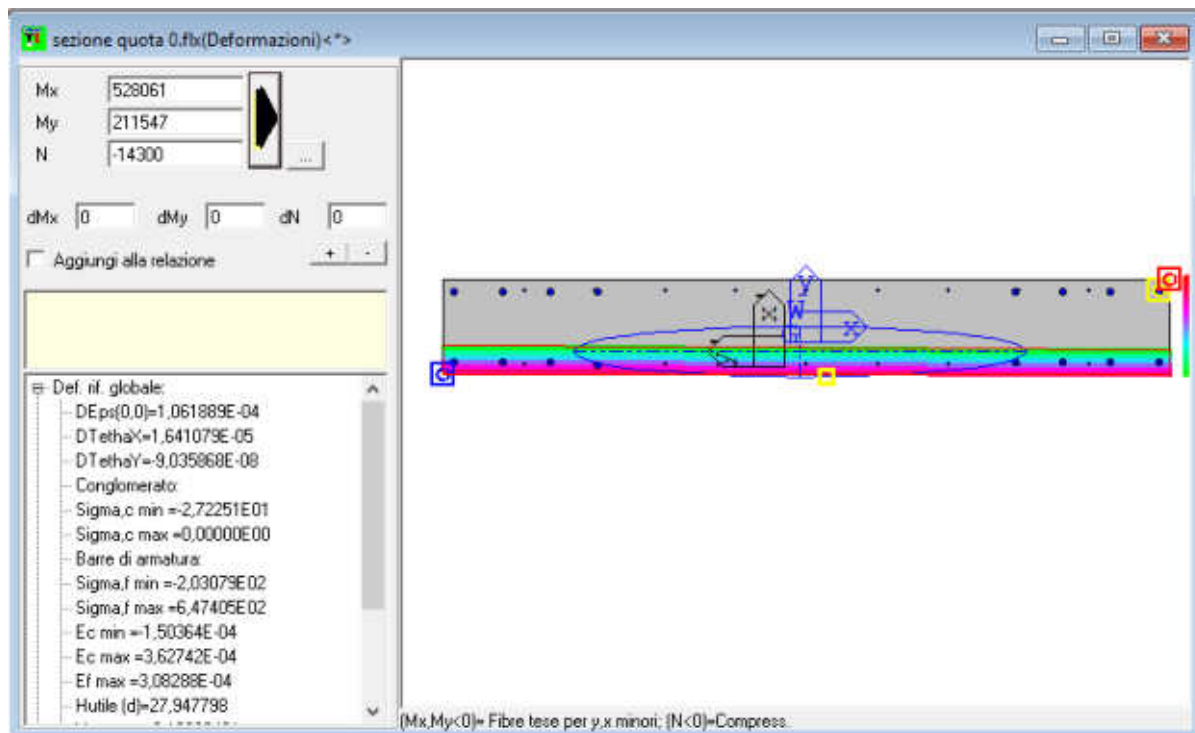
$M_{Ed}=-211547$ daN*cm (comb. Slv9)

Essendo $\alpha_s > 2$ in comb. Slv4

secondo [4.1.27] $VR_{sd} = 184 \cdot 0.0785 \cdot 3913=56519$ daN

Verifica a scorrimento

Valutazione di $\xi=0.29$ con il programma presfle



$\Sigma A_{sj}=12 \cdot 0.785 \cdot 2+16 \cdot 2.01=51$ cm²

$V_{dd}=\min(1.3 \cdot 51 \cdot (188 \cdot 3913)^{0.5}; 0.25 \cdot 3913 \cdot 51)=\min(57771; 49890)=49890$ daN

$\eta=0.6 \cdot (1-0.83 \cdot 40/250)=0.52$ [7.4.9]

$$V_{fd} = \min(0.6 \cdot [(51 \cdot 3913 + 14300) \cdot 0.29 + 211547/184]; 0.5 \cdot 0.52 \cdot 188 \cdot 0.29 \cdot 230 \cdot 30) = \min(37902; 97808) = 37902 \text{ daN}$$

13.6.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
Coeff. Sic. pressoflessione	4.119	4.114	
Resistenza a taglio compressione	104999 daN	104814 daN	0.18%
Resistenza a taglio trazione	56548 daN	56519 daN	0.05%
Vdd	49910 daN	49890 daN	0.04%
Vfd	37600 daN	37902 daN	0.8%

0.12%

13.7 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI BASE CON $\alpha_s < 2$

Per controllare la ipotesi di $\alpha_s < 2$ nella verifica a trazione del diagonale si analizza la parete con la sola combinazione slv 9 eliminando tutte le restanti combinazioni slv..

Verifica trazione del diagonale

AlfaS,max = $M_{sd}/(V_{sd} \cdot Larghezza) = 0.22 < 2$ combinazione 1

ro,barre,orizz. = 0.00233

ro,barre,vert. = 0.00739

M_{sdx} = -530217.38

M_{sd} = -220318.14

Cotg = 1

N_{sd} = -14371.98

Epsilon = 1.5

V_{sd} * Epsilon = -4354.1 combinazione = 1

V_{rd,c} = 25096.21

V_{Rd} [7.4.16] = $V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w = 35464.44$

V_{sd} * Epsilon < V_{Rd}

ro,h*f_{yd}*b_w*z = 50270.13814

ro,v*f_{yd}*b_w*z + min Ned = 174085.09456

min Ned = -14372

combinazione = 1

ro,h*f_{yd}*b_w*z <= ro,v*f_{yd}*b_w*z + min Ned

$$M_{Ed} = -211547 \text{ daN} \cdot \text{cm (comb. Slv9)}$$

$$\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot l_w) = 211547/(4354 \cdot 230) = 0.21$$

secondo [4.1.23]

$$d = z/9 = 184/9 = 204 \text{ cm (altezza utile)}$$

$$k = 1 + (200/2040)^5 = 1.31$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.035 \cdot 1.5 \cdot 5.76 = 0.3 \text{ Mpa}$$

la armatura tesa in pressoflessione deviata è pari al 50% della complessiva $a_l = 51/2 = 25.5 \text{ cm}^2$

$$\rho_l = 25.5/(30 \cdot 204) = 0.0042$$

$$\sigma_{cp} = 14300/(230 \cdot 30) = 2.07 \text{ daN/cm}^2$$

$$0.18 \cdot 1.31 \cdot (100 \cdot 0.0042 \cdot 83 \cdot 40)^{0.333} / 1.5 = 0.378 \text{ Mpa}$$

$$V_{Rd} = (3.78 + 0.15 \cdot 2) \cdot 30 \cdot 204 = 24969 \text{ daN}$$

$$\rho_h = 7.85/3000 = 0.0026 \text{ (diam. 10/20)}$$

$$\Sigma A_{sj} = 12 \cdot 0.785 \cdot 2 + 16 \cdot 2.01 = 51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_v = 51/(30 \cdot 230) = 0.0074 \text{ (diam. 10/20)}$$

$$[7.4.16] \text{ secondo termine} = 24969 + 0.75 \cdot 0.0026 \cdot 3913 \cdot 30 \cdot 0.21 \cdot 230 = 24969 + 11056 = 36025 \text{ daN}$$

$$[7.4.17] \text{ primo termine} = 0.0026 \cdot 3913 \cdot 30 \cdot 184 = 56159 \text{ daN}$$

$$[7.4.17] \text{ secondo termine} = 0.0074 \cdot 3913 \cdot 30 \cdot 184 + 14300 = 174138 \text{ daN}$$

13.7.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
VRd	25096 daN	24969 daN	0.5%
[7.4.16] secondo termine	35464 daN	36025 daN	1.6%
[7.4.17] primo termine	50270 daN	56159 daN	%
[7.4.17] secondo termine	174085 daN	174138 daN	0.03%

14 Resistenza a taglio in condizioni cicliche; modello elastico

14.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera per la valutazione della resistenza a taglio in condizioni cicliche di aste in c.a. come previste in C8.7.2.3.5.

14.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Taglio in condizioni cicliche modello elastico* presente nella cartella “\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA” del profilo utente.

14.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



La trave del piano 1 di sezione 30*50 cm ha estradosso a quota 300 cm (asse FEM a quota 288 cm).

I pilastri di sezione 30*30 cm pensati incastrati al piede sono posti ad interasse 400 cm (asse FEM da quota -20 a quota 288 cm)

La trave è caricata da un carico lineare di 30 kN/m.

Trave e pilastri sono costituiti da un calcestruzzo C25/30.

Le armature sono previste in acciaio B450C.

14.4 ANALISI DINAMICA

14.4.1 Descrizione della azione sismica

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) | Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | Tipologia | **Analisi** | Saldi | Tensione accidentale | Analisi elastica | Spetti

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vite: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: L'Aquila
 Latitudine ED50 42.366° (42° 21' 58")
 Longitudine ED50 13.3944° (13° 23' 40")
 Altitudine s.l.m. 704,36 m

Vite: Default (50)

Stato limite	Por(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc'(s)
SLD	Default (51)	30	Default (0.0788)	Default (2.4)	Default (0.27)
SLD	Default (63)	50	Default (0.1038)	Default (2.33)	Default (0.28)
SLV	Default (10)	475	Default (0.2607)	Default (2.36)	Default (0.35)
SLC	Default (5)	975	Default (0.334)	Default (2.4)	Default (0.36)

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 9) essendo presenti solo elementi strutturali con materiali aventi Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) | Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | Tipologia | **Analisi** | Saldi | Tensione accidentale | Analisi elastica | Spetti

Classe di utilità: CO-III

Regolarità in pianta: ☒

Regolarità in elevazione: ☒

☒ Edificio C.A.

Tipologia C.A.: Strutture a telaio q=3.0°/suo?

Qualità C.A.: Strutture a telaio di un piano qual=1.1

N: 0.500

☐ Edificio acciaio

Tipologia acciaio: al Strutture intelaiate q=4.0

Qualità acciaio:

☐ Edificio muratura

Tipologia muratura: Costruzioni di muratura ordinaria q=1.75°/suo?

☐ Edificio legno

Tipologia legno: Strutture intelaiate in genere, compresi portali intelaiati

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) | Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | Tipologia | **Analisi** | Saldi | Tensione accidentale | Analisi elastica | Spetti

Tipo di analisi: Lineare dinamica

Rotazione del sistema: deg 0

Quota dello 0° sismico: cm 0

Smorzamento viscoso (%): % Default (5)

Limite spostamenti interpiano: Default (0.0050)

Fattore di comportamento per sistema SLD X: Default (1.50)

Fattore di comportamento per sistema SLD Y: Default (1.50)

Fattore di comportamento per sistema SLD Z: Default (1.50)

Fattore di comportamento per sistema SLV X: Default (0.30)

Fattore di comportamento per sistema SLV Y: Default (0.30)

Fattore di comportamento per sistema SLV Z: Default (1.50)

Stato limite sismico utilizzato in caso di rotture e perdite: SLV

Parametri per combinazioni di default:

Moltiplicatore sistema X per combinazioni di default: Default (1.000)

Moltiplicatore sistema Y per combinazioni di default: Default (1.000)

Coefficienti G2 per combinazioni di default: ☐

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) | Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | Tipologia | **Analisi** | Saldi | Tensione accidentale | Analisi elastica | Spetti

Categoria del suolo: A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

SLD		SLD	
Sa orizzontale SLD	Default (1.0000)	Sa orizzontale SLD	Default (1.0000)
Tb orizzontale SLD	Default (0.090)	Tb orizzontale SLD	Default (0.090)
Tc orizzontale SLD	Default (0.270)	Tc orizzontale SLD	Default (0.280)
Td orizzontale SLD	Default (1.910)	Td orizzontale SLD	Default (2.010)

SLV		SLC	
Sa orizzontale SLV	Default (1.0000)	Sa orizzontale SLC	Default (1.0000)
Tb orizzontale SLV	Default (0.117)	Tb orizzontale SLC	Default (0.120)
Tc orizzontale SLV	Default (0.350)	Tc orizzontale SLC	Default (0.360)
Td orizzontale SLV	Default (0.643)	Td orizzontale SLC	Default (0.650)

Verticale:

Sa verticale: Default (1.0000)

Tb verticale: Default (0.090)

Tc verticale: Default (0.190)

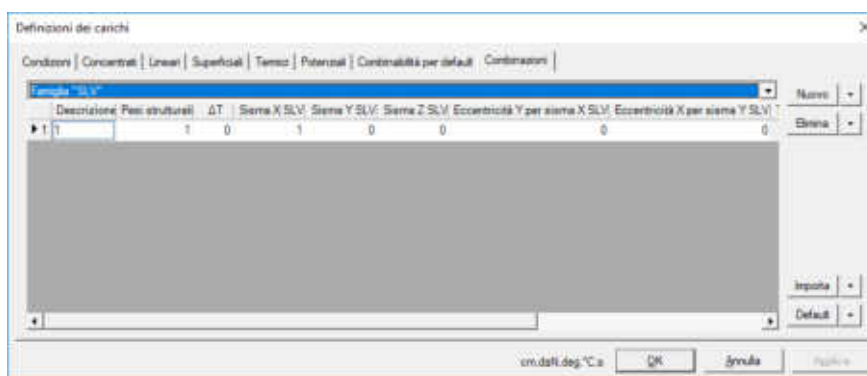
Td verticale: Default (1.000)

Categoria topografica: T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione

S: Default (1.00)

OK Annulla

La struttura viene analizzata per semplicità soggetta a solo sisma in direzione x.



14.4.2 Verifica a taglio ciclico della sezione a quota 0 del pilastro 2

Relazione di calcolo

Verifica taglio ciclico secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.2.3.5 formula [C8.7.2.8] in combinazione SLV

Quot a	Q.inf	Q.sup	Dir	Lv	x	h	p.tot	θ.m	θ.y	μΔ.p	VRd	VRcd(cotθ=1)	VRsd	Vw	VR	Vu	VEd	NEd	Comb	Verific a
0	-20	275	X	13 7	9. 3	3 0	0.011 3	0.00223 5	0.01536 7	0	4410. 3	24711	2101 1	9550. 5	10038. 8	2101 1	2596. 9	- 8722. 6	SLV 1	Si
0	-20	275	Y	15 4	9. 3	3 0	0.011 3	0	0.01536 7	0	4410. 3	24711	2101 1	9550. 5	9676.7	2101 1	0	- 8722. 6	SLV 1	Si

Verifica analitica

Il pilastro ha copriferro 3.5 cm, è armato con 4Φ18 disposti negli spigoli a distanza reciproca di 18.6 cm e staffe Φ8 passo 9 cm.

Nella combinazione sismica SLV1 la sezione è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

N=-8723 daN

My=-302522 daN*cm

V=4567 daN (da gerarchia)

La resistenza a taglio in condizioni cicliche V_R è data da [C8.7.2.8]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{rel}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl}) \right) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c A_c} + V_w \right] \right]$$

Con :

$\gamma_{el} = 1.15$

$A_c = 900 \text{ cm}^2 = 0.09 \text{ m}^2$

$f_{cd} = 25 \cdot 0.85 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa} = 1.417 \text{ MN/m}^2$

$h = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$

$N = 8723 \text{ daN} = 8723 / 100000 = 0.0873 \text{ MN}$

$x = (0.25 + 0.85 \cdot 8723 / (900 \cdot 14.17)) \cdot 30 = 9.24 \text{ cm}$

Lunghezza dell'asta 308 cm

Momento nel nodo inferiore (3) $M_y = 355759 \text{ daN*cm}$ nel nodo superiore (5) $M_y = -444096 \text{ daN*cm}$

$L_v = 3.08 \cdot 355759 / (355459 + 444096) = 1.37 \text{ m}$ (quota 117)

$\rho_{tot} = 2.543 \cdot 4 / 900 = 0.0113$

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

Valutazione della rotazione alla corda massima θ_m :

spostamenti rilevati dal modello lungo l'asta

quota sisma permanenti

112.9 -0.0629 -0.0174

123.3 -0.0726 -0.0196

Valori per L_v

117 -0.0667 -0.01827

$T_c = 0.35$

$T_{1x} = 0.18527$

$q = 2.52$

$\mu_d = 1 + (2.52 - 1) \cdot 0.35 / 0.18527 = 3.87$

spostamento effettivo a quota 117 $D_{117} = -0.01827 - 3.87 \cdot 0.0667 = -0.2764 \text{ cm}$

rotazione alla corda in combinazione SLV1 $\theta_m = 0.2764 / 137 = 0.00201$

$$\Phi_y = 2.1 \cdot 4500 / (2060000 \cdot 24.27) = 0.000189 \text{ 1/cm}$$

Essendo:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$L_v = 308/2 = 154 \text{ cm}$ (Valutazione edifici esistenti in C.A. Manfredi e altri 2007 IUSS Press pag.215)

$$\theta_y = 0.000189 \cdot 1540/3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 300/1540) + 0.13 \cdot 0.000189 \cdot 18 \cdot 450/25^{0.5}$$

$$= 0.009702 + 0.00168 + 0.00389 = 0.0152$$

$$\mu_{\Delta} = \theta_m / \theta_y = 0.00202 / 0.0152 = 0.1329$$

$$\mu_{\Delta, pl} = 0$$

Valutazione di V_R :

contributo dello sforzo normale:

$$\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55 A_c f_c)$$

$$(0.3 - 0.0924) / (2 \cdot 1.37) \cdot 0.0873 = 0.00661 \text{ MN}$$

Contributo del calcestruzzo:

$$\left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta, pl}) \right) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right]$$

$$0.16 \cdot 1.13 \cdot (1 - 0.16 \cdot 1.37/0.3) \cdot 14.17^{0.5} \cdot 0.3 \cdot 0.2427 = 0.013346 \text{ MN}$$

Contributo dell'acciaio:

$$V_w = 2 \cdot 0.5024/9 \cdot 0.9 \cdot 24.3 \cdot 3913 = 9554 \text{ daN} \quad (0.09554 \text{ MN})$$

$$V_R = 1/1.15 \cdot (0.00661 + 0.013346 + 0.09554) = 0.10043 \text{ MN}$$

Riepilogo dei risultati

	Analitico	Sismicad	Scarto
L_v	137cm	137	
θ_m	0.00201	0.002235	
θ_y	0.0152	0.015367	
V_w	9554 daN	9550 daN	0%
V_R	10043.1	daN	

10%

1%

10038.8

14.4.3 Verifica a taglio ciclico della sezione a filo appoggio sx della trave

Relazione di calcolo

Verifiche taglio ciclico nel piano NTC18 §C8.7.2.3.5, [C8.7.2.8]

Ascissa	L_v	x	h	ρ_{tot}	θ_m	θ_y	$\mu_{\Delta, pl}$	V_{rd}	$V_{Rcd}(\cot\theta=1)$	V_{Rsd}	V_w	V_r	V_u	V_{ed}	N_{ed}	Comb.	Verifica
30	336.5	5.7	50	0.008	0.00118	0.00701	0	6021	42764	34420	18116	16972	34420	12153	-864	SLV 1	Si
400	63.5	5.7	50	0.008	0.00095	0.00701	0	6021	42764	34277	18041	20610	34277	-12153	-864	SLV 1	Si

Verifica analitica

La sezione oggetto di verifica ha copriferro 3.5 cm, è armata con 3Φ16 superiori, 3Φ16 inferiori e staffe Φ8 passo 9 cm come letto nel disegno (il passo reale è 70/8=8.75 cm).

Nella combinazione sismica SLV1 la sezione è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

$N = -864 \text{ daN}$

$$M_y = -255536 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$V = 12659 \text{ daN} \text{ (da gerarchia)}$$

La resistenza a taglio in condizioni cicliche V_R è data da [C8.7.2.8]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{sl}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55 A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta, pl}) \right) \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

Con :

$$\gamma_{el} = 1.15$$

$$A_c = 1500 \text{ cm}^2 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = 25 \cdot 0.85 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa} = 1.417 \text{ MN/m}^2$$

$$h = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$$

$$d = 50 - 5.1 = 44.9 \text{ cm} = 0.449 \text{ m}$$

$$\text{essendo } x/d = 0.126 \quad x = 0.126 \cdot 44.9 = 5.65 \text{ cm}$$

analizzando il diagramma di momento in SLV1 si nota che il punto di momento nullo è a distanza 336 cm dall'asse del pilastro sinistro.

$$L_v = 336 \text{ cm}$$

$$\rho_{tot} = 2.01 \cdot 6 / 1500 = 0.00804$$

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

Valutazione della rotazione alla corda massima θ_m :

spostamenti verticali rilevati dal modello lungo l'asta

dist. sx	sisma	permanenti
333.3	+0.0057	-0.0468
346.7	+0.0051	-0.0391

Valori per L_v

336	+0.0056	-0.0453
-----	---------	---------

Spostamento verticale dell'inizio asta

permanenti	sisma
-0.0074	+0.0014

$$T_c = 0.35$$

$$T_{1x} = 0.18527$$

$$q = 2.52$$

$$\mu_d = 1 + (2.52 - 1) \cdot 0.35 / 0.18527 = 3.87$$

$$\text{spostamento verticale effettivo a distanza 336 cm } D_{336} = -0.0453 + 3.87 \cdot 0.0056 = -0.0236 \text{ cm}$$

$$\text{spostamento verticale effettivo a distanza 0 cm } D_0 = -0.0074 + 3.87 \cdot 0.0014 = -0.00198 \text{ cm}$$

$$\text{rotazione del nodo permanenti } 0.00056 \text{ sisma } 0.00017 \text{ rad}$$

$$\text{rotazione effettiva in SLV1 } 0.00056 + 3.87 \cdot 0.00017 = 0.00122 \text{ rad}$$

$$\text{rotazione alla corda in combinazione SLV1 } \theta_m = 0.00122 - (0.0236 - 0.00198) / 336 = 0.001156 \text{ rad}$$

$$\Phi_y = 2.1 \cdot 4500 / (2060000 \cdot 44.9) = 0.000102 \text{ 1/cm}$$

Essendo:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$L_v = M_u / V_{flex}$ (Valutazione edifici esistenti in C.A. Manfredi e altri 2007 IUSS Press pag.215)

$$G = 5 \cdot 3 \cdot 2500 + 3000 = 3375 \text{ daN/m}$$

$$V_{flex} = (M_u^- + M_u^+) / L + 0.5 \cdot G \cdot L = 2 \cdot 993776 / 400 + 0.5 \cdot 33.75 \cdot 400 = 11719 \text{ daN}$$

$$L_v = 993776 / 11719 = 84.8 \text{ cm}$$

Considerando la presenza delle armature di parete (2Φ8) $\Phi_{medio} = 14.4 \text{ mm}$

$$\theta_y = 0.000102 \cdot 848 / 3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 500 / 848) + 0.13 \cdot 0.000102 \cdot 14.4 \cdot 450 / 25^{0.5} = 0.00705$$

$$\mu_\Delta = \theta_m / \theta_y = 0.001156 / 0.007054 = 0.164$$

$$\mu_{\Delta, pl} = 0$$

Valutazione di V_R :

contributo dello sforzo normale

$$\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55 A_c f_c)$$

$$(0.5 - 0.0565) / (2 \cdot 3.36) \cdot 0.00864 = 0.0005702 \text{ MN}$$

Contributo del calcestruzzo:

$$\left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta, pl}) \right) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right]$$

$$0.16 \cdot 0.804 \cdot (1 - 0.16 \cdot 5) \cdot 14.17^{0.5} \cdot 0.5 \cdot 0.449 = 0.0217423 \text{ MN}$$

Contributo dell'acciaio:

$$V_w = 2 \cdot 0.5024 / 8.75 \cdot 0.9 \cdot 44.9 \cdot 3913 = 18158 \text{ daN} \quad (0.18158 \text{ MN})$$

$$V_R = 1/1.15 \cdot (0.0005702 + 0.0217423 + 0.18158) = 0,17730 \text{ MN}$$

Riepilogo dei risultati

	Analitico	Sismicad	Scarto
L _v	336 cm	336.5 cm	0%
θ _m	0.001156	0.00118	
θ _y	0.00705	0.00701	
V _w	18158 daN	18116 daN	0.2%
V _R	17730 daN	16972 daN	1.8%

2%

0.56%

15 Taglio in condizioni cicliche; modello pushover

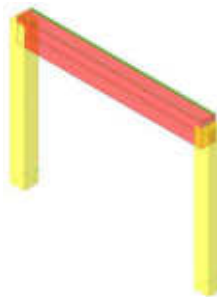
15.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera per la valutazione della resistenza a taglio in condizioni cicliche di aste in c.a. come previste in C8.7.2.3.5.

15.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Taglio in condizioni cicliche; modello pushover* presente nella cartella “\Documenti\Concrete\Sismicad 12.14\Esempi\Casi validazione\2 - CA” del profilo utente.

15.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



La trave del piano 1 di sezione 30*50 cm ha estradosso a quota 300 cm (asse FEM a quota 288 cm).

I pilastri di sezione 30*30 cm pensati incastrati al piede sono posti ad interasse 400 cm (asse FEM da quota -20 a quota 288 cm)

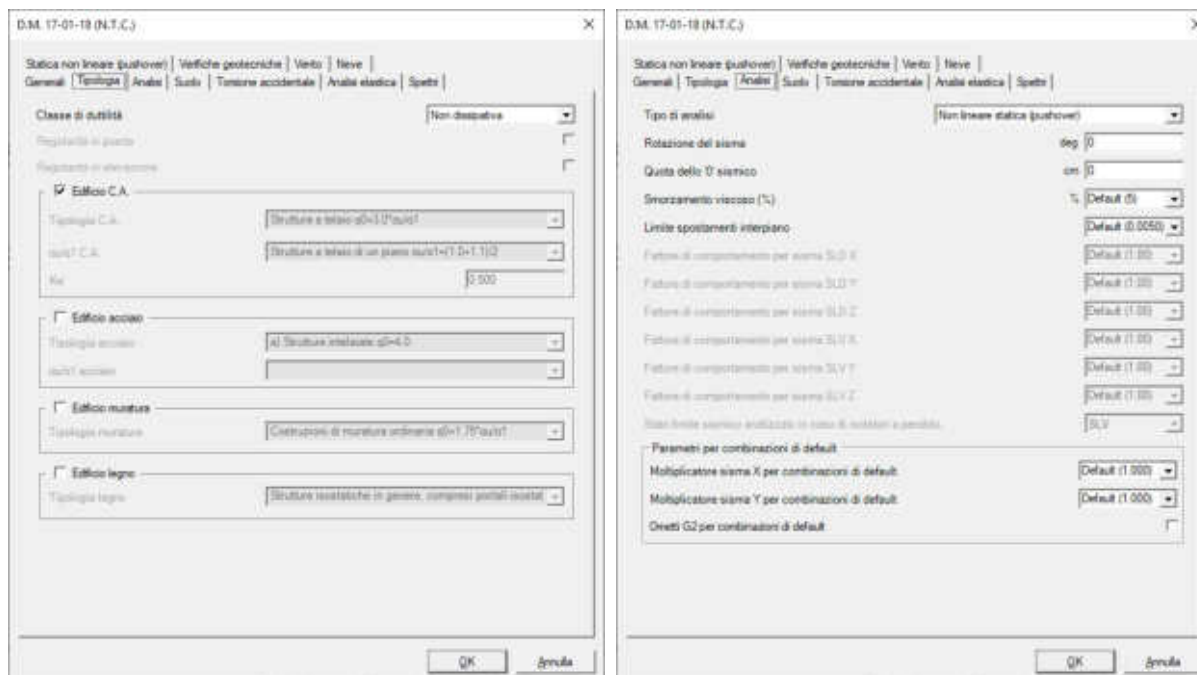
La trave è caricata da un carico lineare di 30 kN/m.

Trave e pilastri sono costituiti da un calcestruzzo C25/30.

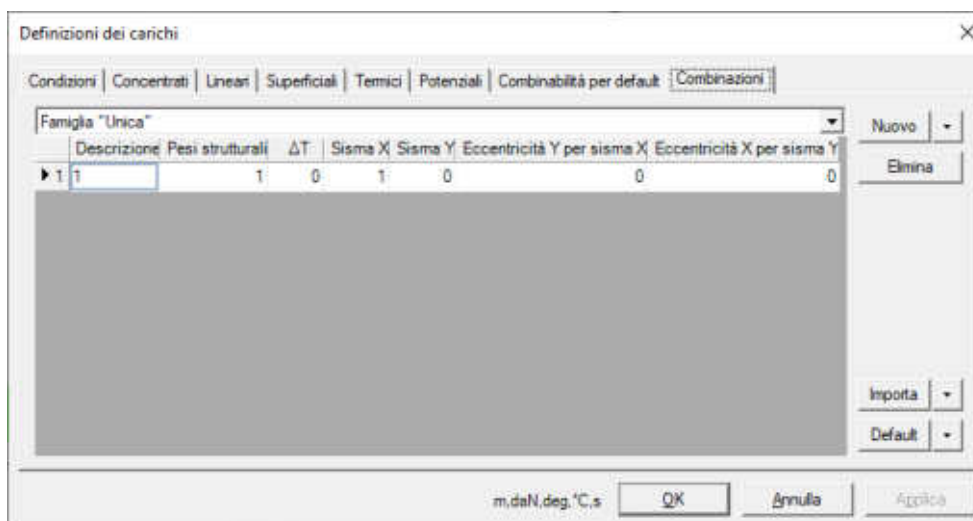
Le armature sono previste in acciaio B450C.

15.4 ANALISI STATICA NON LINEARE

15.4.1 Descrizione della azione sismica



La struttura viene analizzata per semplicità soggetta a solo sisma in direzione x.



Le valutazioni che seguono si riferiscono alla situazione corrispondente allo spostamento di risposta SLV.

15.4.2 Verifica a taglio ciclico della sezione a quota 0 del pilastro 2

Relazione di calcolo

Verifica taglio ciclico secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.2.3.5 formula [C8.7.2.8] in combinazione SLV

Quot a	Q.inf	Q.sup	Dir	Lv	x	h	p,tot	θ_m	θ_y	$\mu_{\Delta,p}$	VRd	VRcd(cot $\theta=1$)	VRsd	Vw	VR	Vu	VEd	NEd	Comb	Verific a
0	-20	275	X	148.8	9.5	30	0.0113	0.005669	0.015367	0	4570.9	24951.9	21488.5	9550.5	9793.7	21488.5	4561.5	-10045.3	UN 1 Gr. 1 SLV	Si
0	-20	275	Y	294.5	9.5	30	0.0113	0.000001	0.015367	0	4570.9	24951.9	21488.5	9550.5	9469.5	21488.5	-0.2	-10045.3	UN 1 Gr. 1 SLV	Si

Verifica analitica

Il pilastro ha copriferro 3.5 cm, è armato con 4Φ18 disposti negli spigoli a distanza reciproca di 18.6 cm e staffe Φ8 passo 9 cm.

Nella combinazione sismica SLU1 la sezione è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

N=-10045 daN

My=-582721

daN*cm

V=4562 daN

La resistenza a taglio in condizioni cicliche V_R è data da [C8.7.2.8]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta, pl})\right) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

Con :

$\gamma_{el} = 1.15$

$A_c = 900 \text{ cm}^2 = 0.09 \text{ m}^2$

$f_{cd} = 25 \cdot 0.85 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa} = 14.17 \text{ MN/m}^2$

$h = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$

$N = 10045 \text{ daN}$

$x = (0.25 + 0.85 \cdot 8723 / (900 \cdot 141.7)) \cdot 30 = 9.24 \text{ cm}$

Lunghezza dell'asta 308 cm

Momento nel nodo inferiore (3) $M_y = 677895 \text{ daN*cm}$ nel nodo superiore (5) $M_y = -711016 \text{ daN*cm}$

$L_v = 3.08 \cdot 677895 / (677895 + 711016) = 1.5 \text{ m}$ (quota 130)

$\rho_{tot} = 2.543 \cdot 4 / 900 = 0.0113$

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

Valutazione della rotazione alla corda massima θ_m :

Lo spostamenti rilevato alla quota 130 è $D_{130} = -1.08 \text{ cm}$

rotazione alla corda in combinazione SLV1 $\theta_m = 1.08 / 150 = 0.0072$

$\Phi_y = 2.1 \cdot 4500 / (2060000 \cdot 24.27) = 0.000189 \text{ 1/cm}$

Essendo:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$L_v = 308 / 2 = 154 \text{ cm}$ (Valutazione edifici esistenti in C.A. Manfredi e altri 2007 IUSS Press pag.215)

$\theta_y = 0.0000189 \cdot 1540 / 3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 300 / 1540) + 0.13 \cdot 0.0000189 \cdot 18 \cdot 450 / 25^{0.5} = 0.01536$

$\mu_{\Delta} = \theta_m / \theta_y = 0.0072 / 0.01536 = 0.468$

$\mu_{\Delta, pl} = 0$

Valutazione di V_R :

contributo dello sforzo normale:

$$\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c)$$

$(0.3 - 0.0924) / (2 \cdot 1.5) \cdot 0.10045 = 0.00695 \text{ MN}$

Contributo del calcestruzzo:

$$\left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\Delta, pl}\right) \right) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right]$$

$0.16 \cdot 1.13 \cdot (1 - 0.16 \cdot 1.5 / 0.3) \cdot 14.17^{0.5} \cdot 0.3 \cdot 0.2427 = 0.00991 \text{ MN}$

Contributo dell'acciaio:

$V_w = 2 \cdot 0.5024 / 9 \cdot 0.9 \cdot 24.3 \cdot 3913 = 9554 \text{ daN}$ (0.09554 MN)

$V_R = 1 / 1.15 \cdot (0.00695 + 0.00991 + 0.09554) = 0.09774 \text{ MN}$

Riepilogo dei risultati

	Analitico	Sismicad	Scarto
Lv	137cm	137	
θ_m	0.0072	0.005669	
θ_y	0.0152	0.015367	

V_w	9554 daN	9550 daN	0%
V_R	9774	daN	

9793.7

15.4.3 Verifica a taglio ciclico della sezione a filo appoggio sx della trave

Relazione di calcolo

Ascissa	Lv	x	h	ρ_{tot}	θ_m	θ_y	$\mu_{\Delta,pl}$	Vrd	VRcd(cot $\theta=1$)	VRsd	Vw	Vr	Vu	Ved	Ned	Comb.	Verifica
30	309.7	5.2	50	0.008	0.00404	0.00718	0	6021	42764	18116	18116	16922	18116	3585	2179	UN 1 Gr. 1 SLV	Si
400	90.3	5.2	50	0.008	0.00065	0.00718	0	6021	42764	18041	18041	19846	19846	-8902	2179	UN 1 Gr. 1 SLV	Si

Verifica analitica

Nella combinazione sismica SLV1 la sezione è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

$N = 2179$ daN

$M = 352134$ daN*cm

$V = -4092$ daN

La resistenza a taglio in condizioni cicliche V_R è data da [C8.7.2.8]:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl}) \right) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

Con :

$\gamma_{el} = 1.15$

$A_c = 1500 \text{ cm}^2 = 0.15 \text{ m}^2$

$f_{cd} = 25 \cdot 0.85 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa} = 1.417 \text{ MN/m}^2$

$h = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$

$d = 50 - 5.1 = 44.9 \text{ cm} = 0.449 \text{ m}$

essendo $x/d = 0.116$ $x = 0.116 \cdot 44.9 = 5.21 \text{ cm}$

analizzando il diagramma di momento in SLV1 si nota che il punto di momento nullo è a distanza 310 cm dall'asse del pilastro sinistro.

$L_v = 310 \text{ cm}$

$\rho_{tot} = 2.01 \cdot 6 / 1500 = 0.00804$

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

Valutazione della rotazione alla corda massima θ_m :

spostamenti verticali rilevati dal modello lungo l'asta

lo spostamento verticale del punto a distanza 310 dall'asse del pilastro sinistro vale $d = -0.054 \text{ cm}$

lo spostamento verticale del punto a distanza 0 dall'asse del pilastro sinistro vale $d = 0.0879 \text{ cm}$

la rotazione del nodo iniziale della trave vale 0.00275 rad

rotazione alla corda in combinazione SLV1 $\theta_m = 0.0045 + (0.054 - 0.0879) / 310 = 0.00439 \text{ rad}$

$\Phi_y = 2.1 \cdot 4500 / (2060000 \cdot 44.9) = 0.000102 \text{ 1/cm}$

Essendo:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$L_v = Mu / V_{flex}$ (Valutazione edifici esistenti in C.A. Manfredi e altri 2007 IUSS Press pag.215)

$G = 5 \cdot 3 \cdot 2500 + 3000 = 3375 \text{ daN/m}$

$V_{flex} = (Mu + Mu) / L + 0.5 \cdot G \cdot L = 2 \cdot 1160045 / 400 + 0.5 \cdot 33.75 \cdot 400 = 12550 \text{ daN}$

$L_v = 1160045 / 12550 = 92.4 \text{ cm}$

$\theta_y = 0.0000102 \cdot 924 / 3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 500 / 924) + 0.13 \cdot 0.0000102 \cdot 16 \cdot 450 / 25^{0.5} = 0.007406$

$\mu_{\Delta} = \theta_m / \theta_y = 0.002859 / 0.007406 = 0.386$

$\mu_{\Delta,pl} = 0$

Valutazione di V_R :

contributo dello sforzo normale = 0 (trazione)

Contributo del calcestruzzo:

$$\left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\Delta,pl}\right) \right) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right]$$

$0.16 \cdot 0.804 \cdot (1 - 0.16 \cdot 5) \cdot 14.17^{0.5} \cdot 0.5 \cdot 0.449 = 0.0217423 \text{ MN}$

Contributo dell'acciaio:

$V_w = 2 \cdot 0.5024 / 8.75 \cdot 0.9 \cdot 44.9 \cdot 3913 = 18158 \text{ daN} (0.18158 \text{ MN})$

$$V_R = 1/1.15 \cdot (0.0217423 + 0.18158) = 0.176802 \text{ MN}$$

Riepilogo dei risultati

	Analitico	Sismicad	Scarto
L _v	310 cm	309.7 cm	0.1%
θ _m	0.00439	0.00404	
θ _y	0.007406	0.00718	
V _w	18158 daN	18116 daN	0.23%
V _R	17680 daN	16922	