

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA - VITERBO

TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE

Fabbricato tecnologico FA02 al km 35+900

Relazione di calcolo fabbricato tecnologico FA02

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NR1J 01 D 29 CL FA0200 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	USAI <i>[Signature]</i>	11.2019	PASSARO <i>[Signature]</i>	11.2019	PAOLETTI <i>[Signature]</i>	11.2019	ARDUINI 11.2019

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 15392 del 1/1/19

File: NR1J01D29CLFA0200001A.docx

n. Elab.: 476.02

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	8
1.1	DOCUMENTI APPLICABILI E DI RIFERIMENTO	8
1.2	ACRONIMI, ABBREVIAZIONI E DEFINIZIONI	8
2.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	9
2.3	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	10
2.4	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	11
2.4.1	AZIONI GRAVITAZIONALI.....	11
2.4.2	AZIONE DELLA NEVE	13
2.4.3	AZIONE DEL VENTO.....	16
2.4.4	AZIONE SISMICA.....	21
2.5	MODELLO NUMERICO	27
2.5.1	METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI	27
2.5.2	MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA.....	27
2.5.3	MODELLAZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE	30
2.5.4	MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	30
2.5.5	MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI	30
2.5.6	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	31
2.5.7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	34
2.5.8	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	35
2.5.9	SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	36
2.5.10	COSTANTE DI SOTTOFONDO DEL TERRENO.....	41
2.6	VERIFICHE AGLI S.L.U.....	42
2.6.1	PILASTRI	42
2.6.2	TRAVI	57
2.6.3	RISPETTO DELLE LIMITAZIONI DEI MINIMI GEOMETRICI E DI ARMATURA DA NORMATIVA	72
2.6.4	GERARCHIA DELLE RESISTENZE	74
2.7	VERIFICHE A FESSURAZIONE - SLE.....	76
2.7.1	PILASTRI	76
2.7.2	TRAVI	80
2.8	FONDAZIONE	92
2.8.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ELEMENTARI.....	92
2.8.2	VERIFICHE SLU – TRAVI A T ROVESCIA	94
2.8.3	VERIFICHE SLU – TRAVI A SEZIONE RETTANGOLARE.....	99
2.8.4	VERIFICHE SLE – TRAVI A T ROVESCIA.....	104

2.8.5	VERIFICHE SLU – TRAVI A SEZIONE RETTANGOLARE.....	109
2.8.6	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	114
2.9	SOLAIO DI COPERTURA	120
2.9.1	VERIFICHE SLU DEL SOLAIO DI COPERTURA.....	121
2.9.2	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DEL SOLAIO DI COPERTURA	124
2.10	INCIDENZE DELLE ARMATURE.....	124
2.11	SPOSTAMENTI DI INTERPIANO S.L.D.....	125
2.11.1	VERIFICA SLD.....	125
2.12	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	126
3	RELAZIONE SUI MATERIALI	127
3.1	CALCESTRUZZO	127
3.1.1	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	127
3.1.2	CALCESTRUZZO PER OPERE IN ELEVAZIONE	128
3.2	ACCIAIO PER C.A.	129
3.3	PANNELLI DI TAMPONATURA.....	130

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1 – Pianta fondazione.....	9
Figura 2 – Sezione tipica longitudinale.....	9
Figura 3 – Sezioni tipiche trasversali	9
Figura 4 – Spettro elastico allo SLD	23
Figura 5 – Spettro elastico allo SLV	24
Figura 6 – Spettro di progetto allo SLD	25
Figura 7 – Spettro di progetto allo SLV.....	26
Figura 8 – Modello elevazione SAP – Vista assonometrica	27
Figura 9 – Modello fondazioni SAP con fondazioni– Vista assonometrica.....	28
Figura 10 – Modello elevazione SAP – Numerazione aste e nodi	28
Figura 11 - Modello elevazione SAP – Assegnazione sezioni ai frame	29
Figura 12 - Carichi G2	31
Figura 13 - Carico Qk1 - Neve	31
Figura 14 - Carico Qk2 – Sovraccarichi di esercizio	32
Figura 15 - Carico Fw_y – Vento in direzione trasversale Y.....	32
Figura 16 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.1 – traslazione pura lungo y (T = 0.41 sec).....	35
Figura 17 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.2 – traslazione pura lungo x (T = 0.35 sec).....	35
Figura 18 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n. 3 – torsione (T = 0.17 sec)	35
Figura 19 – SAP2000 – G1+G2 – Forza assiale N [kN].....	36
Figura 20 – SAP2000 – G1+G2 – Momento M22 [kNm].....	36
Figura 21 – SAP2000 - SAP2000 – G1+G2 – Momento M33 [kNm].....	37
Figura 22 – SAP2000 - SAP2000 – G1+G2 – Taglio V33 [kN]	37
Figura 23 – SAP2000 - SAP2000 – G1+G2 – Taglio V22 [kN]	38
Figura 24 – SAP2000 – Sisma SLV dir. X – Momento M22 [kNm].....	39
Figura 25 – SAP2000 – Sisma SLV dir. X – Taglio V33 [kN]	39
Figura 26 – SAP2000 – Sisma SLV dir. Y – Momento M33 [kNm].....	40
Figura 27 – SAP2000 – Sisma SLV dir. Y – Taglio V22 [kN].....	40
Figura 28 – SAP2000 – Forza assiale [kN] - SLU1.....	42
Figura 29 – SAP2000 – Momento flettente M33 [kNm] – SLU1.....	43
Figura 30 – SAP2000 – Taglio V22 [kN] – SLU1.....	43
Figura 31 - Sezione di base delle pilastrate del gruppo 2.....	52

Figura 32 – Sezione trasversale trave perimetrale di fondazione - a T rovescia	92
Figura 33 – Sezione trasversale trave trasversale interna di fondazione – rettangolare	92
Figura 34 – Momento flettente e taglio per carichi permanenti	92
Figura 35 – Momento flettente e taglio per carichi accidentali	93
Figura 36 – Momento flettente e taglio per sisma a SLV con $q=1$, in direzione X.....	93
Figura 37 – Momento flettente e taglio per per sisma a SLV con $q=1$, in direzione Y.....	93
Figura 38 – Solaio copertura – Sezione tipica	120
Figura 39 – schema di intervento previsto.....	126

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1 – Documenti di riferimento	8
Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche dei materiali	30
Tabella 3 – Caratteristiche inerziali elementi frame	30
Tabella 4 – SAP 2000 - Condizioni di carico elementari	33
Tabella 5 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo	34
Tabella 6 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di salvaguardia della Vita	34
Tabella 7 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio	34
Tabella 8 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Danno.....	34
Tabella 9 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Operatività	34
Tabella 10 – SAP2000 - Risultati analisi modale	35
Tabella 11 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLU	44
Tabella 12 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLV (q=2.8)	44
Tabella 13 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLU	51
Tabella 14 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLV (q=2.8)	51
Tabella 15 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLU	57
Tabella 16 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLV (q=2.8)	57
Tabella 17 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLU	62
Tabella 18 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLV (q=2.8)	62
Tabella 19 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLU	67
Tabella 20 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLV (q=2.8)	67
Tabella 21 – Limitazioni geometriche delle travi.....	72
Tabella 22 – Armature longitudinali delle travi.....	72
Tabella 23 – Limitazioni armature longitudinali delle travi.....	72
Tabella 24 – Rapporti di armatura delle travi.....	73
Tabella 25 – Limitazioni geometriche dei pilastri.....	73
Tabella 26 – Rapporti di armatura dei pilastri.....	73
Tabella 27 – Rapporti di sovraresistenza dei pilastri.....	74
Tabella 28 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	76
Tabella 29 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	78
Tabella 30 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	80
Tabella 31 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	84

Tabella 32 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	88
Tabella 33 – Sollecitazioni massime SLU delle travi di fondazione	94
Tabella 34 – Sollecitazioni massime SLV (q=1) delle travi di fondazione	94
Tabella 35 – Sollecitazioni massime SLU delle travi di fondazione	99
Tabella 36 – Sollecitazioni massime SLV (q=1) delle travi di fondazione	99
Tabella 37 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	104
Tabella 38 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione	109
Tabella 39: strati della pavimentazione	114
Tabella 40: carichi risultanti agenti sulla fondazione	114
Tabella 41: carichi lineari agenti sulle travi di fondazione	115
Tabella 42: carichi agenti sulla fondazione fittizia trasversale	115
Tabella 43: carichi agenti sulla fondazione fittizia longitudinale	115
Tabella 44 – Solaio copertura	121
Tabella 45 – Incidenze armature	124
Tabella 46 – SAP2000 - Verifiche spostamenti SLD	125
Tabella 47 – Caratteristiche del calcestruzzo per opere di fondazione.....	127
Tabella 48 – Caratteristiche del calcestruzzo per opere in elevazione	128

2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1 Descrizione generale dell'opera

Il fabbricato oggetto della presente relazione, presenta in pianta una forma rettangolare di dimensioni 39.20x8.00 m circa e si sviluppa su un solo livello per un'altezza massima di circa 5.0 m dal piano di campagna.

La struttura portante dell'edificio è prevista in cemento armato in opera. In particolare gli elementi verticali sono costituiti da pilastri rettangolari di dimensioni 40x50 cm. Le travi sono rettangolari: quelle trasversali (parallele al lato corto dell'edificio) hanno sezione 40x60 cm, invece quelle longitudinali (parallele al lato lungo del fabbricato) hanno sezione 30x50.

Per l'orizzontamento di copertura si prevede l'utilizzo di lastre prefabbricate tipo predalles di spessore 4+14+4 cm.

La fondazione prevista è costituita da un graticcio di travi rovesce in cemento armato di altezza totale 1.15 m.

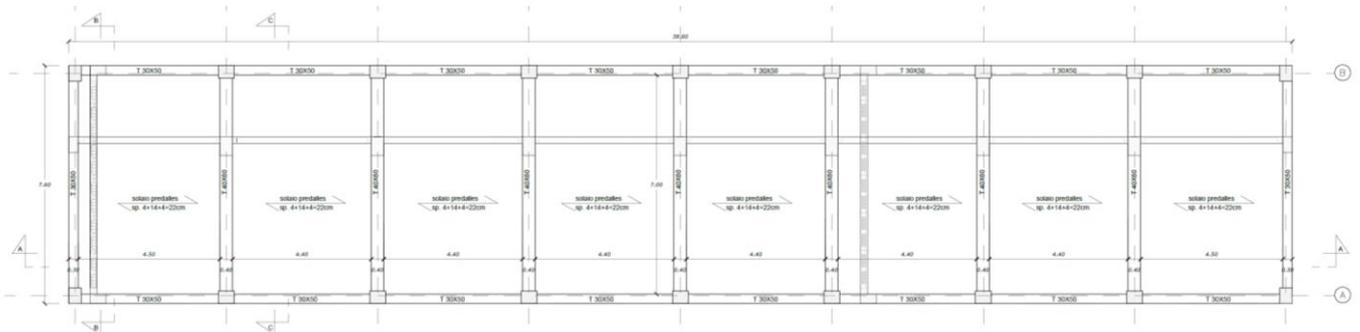


Figura 1 – Pianta fondazione

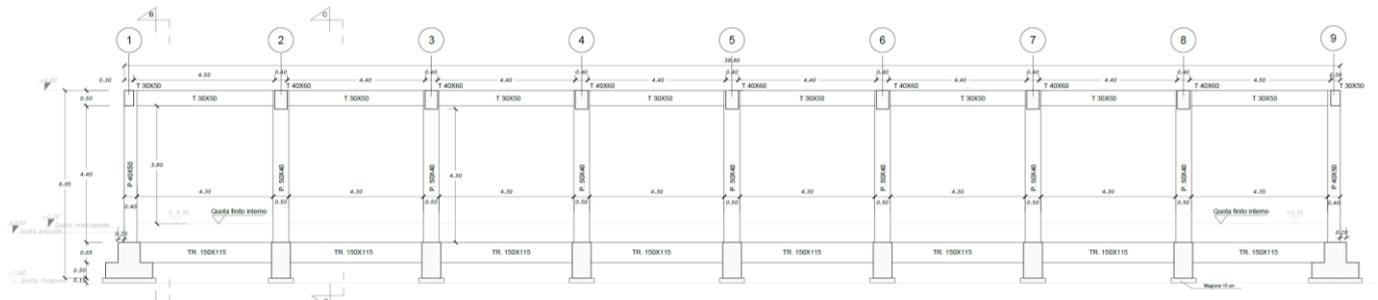


Figura 2 – Sezione tipica longitudinale

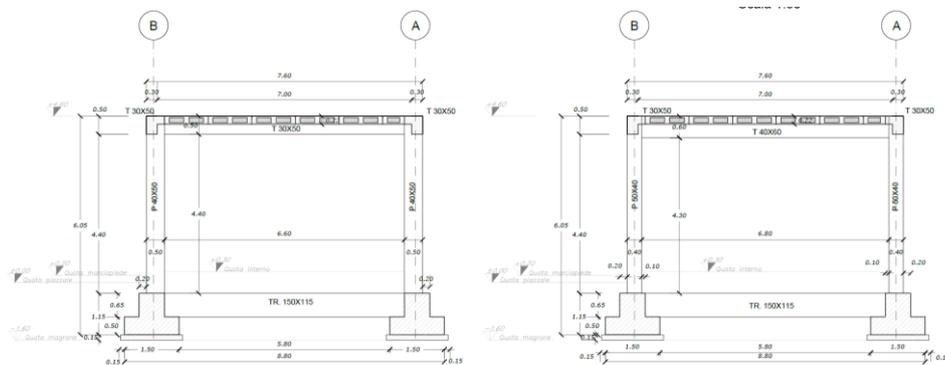


Figura 3 – Sezioni tipiche trasversali

2.2 Criteri generali di progettazione, analisi e verifica

L'analisi e la verifica della struttura è stata condotta con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti, attraverso il quale è stato definito un modello congruente con l'edificio progettato.

Nella definizione del modello di calcolo gli elementi non strutturali verticali autoportanti (tamponamenti e tramezzi interni) sono stati rappresentati unicamente in termini di massa, trascurando il loro contributo in termini di rigidità e di resistenza. L'impalcato dell'edificio è stato considerato infinitamente rigido nel suo piano.

Nell'analisi della struttura soggetta all'azione sismica si è ipotizzato un comportamento dissipativo (CD "B"), adottando un modello lineare. L'azione sismica è stata modellata utilizzando gli spettri di risposta definiti dalla normativa.

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte sia nei confronti degli stati limite ultimi che nei confronti degli stati limite d'esercizio.

2.3 Quadro normativo di riferimento

La normativa nazionale e regionale cui si è fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni» [NTC18];
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.";
- UNI EN 206-1:2006. "Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI EN 1992-1-1:2005. "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- D.G.R. Lazio 22 maggio 2009, n. 387 "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 e della D.G.R. Lazio 766/03";
- D.G.R. Lazio 17 ottobre 2012, n. 489 "Modifica dell'allegato 2 della D.G.R. Lazio n.387 del 22 maggio 2009";
- D.G.R. Lazio 26 novembre 2010, n. 545 "Linee guida per l'utilizzo degli indirizzi e criteri generali per gli studi di micro zonazione sismica nel territorio della Regione Lazio di cui alla D.G.R. Lazio n.387 del 22 maggio 2009";
- D.G.R. Lazio 13 gennaio 2012, n. 10 "Snellimento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico".

2.4 Azioni di progetto sulla costruzione

2.4.1 Azioni gravitazionali

In accordo con le indicazioni delle NTC18, le azioni gravitazionali agenti sulla struttura sono state definite come descritto di seguito.

Solaio copertura	sp	V	γ	p
	m	m3	kN/m3	kN/m2
Intonaco	0.015	0.015	20	0.3
Solaio predalles 4+14+4	0.22	0.220	14.5	3.2
Isolamento	0.06	0.060	15	0.9
Impermeabilizzazione (guaina doppio strato)	0.01	0.010	10	0.1
Massetto delle pendenze (spessore medio 7 cm)	0.07	0.070	20	1.4
Manto di copertura in quadrotti di cls	0.02	0.020	20	0.4
			tot.	6.3
Tamponature	sp	V	γ	p
	m	m3	kN/m3	kN/m2
Intonaco	0.02	0.040	20	0.8
Pannelli in cls	0.2	0.200	20	4.0
			tot.	4.8

Fondazioni	tipo sez.	num.	B1	H1	B2	H2	H	A	L	V	γ	P
			m	m	m	m	m	m ²	m	m ³	kN/m ³	kN
Travi long.	T rov.	2	1.5	0.5	0.7	0.65	1.15	1.21	38.8	93.5	25	2338
Travi trasv. interne	I	7	0.6	1.15			1.15	0.69	6.6	31.9	25	797
Travi trasv. esterne	T rov.	2	1.5	0.5	0.7	0.65	1.15	1.21	6.6	15.9	25	398
											tot.	3532
Pilastrì	tipo sez.	num.	B	H				A	L	V	γ	P
			m	m	m	m	m	m ²	m	m ³	kN/m ³	kN
Intermedi	rett.	14	0.5	0.4				0.20	4.4	12.3	25	308
Estremità	rett.	4	0.4	0.5				0.20	4.4	3.5	25	88
												0
											tot.	396
Travi copertura	tipo sez.	num.	B1	H1	B2	H2	H	A	L	V	γ	P
			m	m	m	m	m	m ²	m	m ³	kN/m ³	kN
Travi long.	I	2	0.3	0.5			0.5	0.15	38.8	11.6	25	291
Travi trasv. interne	I	7	0.4	0.6			0.6	0.24	6.6	11.1	25	277
Travi trasv. esterne	I	2	0.3	0.5			0.5	0.15	6.6	2.0	25	50
											tot.	618
Solaio copertura	tipo sez.	num.	B1	H1	B2	H2	H	A	L	V	p	P
			m	m	m	m	m	m ²	m	m ³	kN/m ²	kN
Campi tessuti long.		8	7	1			1	7.00	4.4	246.4	6.3	1550
											tot.	1550
Tamponatura	tipo sez.	num.	B1	H1	B2	H2	H	A	L	V	p	P
			m	m	m	m	m	m ²	m	m ³	kN/m ²	kN
Esterne long.		2	1	2.9			2.9	2.90	38.8	225.0	4.8	1080
Esterne trasv.		2	1	2.9			2.9	2.90	6.6	38.3	4.8	184
Interne		7	1	2.9			2.9	2.90	6.6	134.0	4.8	643
											tot.	1907
Solaio Fondazione		num.	B1	B2	A	sp	V	γ	P			
			m	m	m ²	m	m ³	kN/m ³	kN			
Massicciata		8	6.0	3.7	22	1.3	231	20	4618			
Massetto in cls		1	38.8	7.6	295	0.2	59	20	1180			
Guaine ed isolamento		1	38.8	7.6	295	0.1	29	10	295			
Pavim. vespaio areato		1	38.8	7.6	295	0.1	29	30	885			
Tramezzi (in cls)		1	38.8	7.6	295	0.05	15	20	295			
										tot.	7272	
											che equivale a	24.7 kN/m ²

2.4.2 Azione della neve

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18
1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

 1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]

 1.2 zona:

<u>Zona I - Alpina</u> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<u>Zona I - Mediterranea</u> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<u>Zona II</u> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<u>Zona III</u> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo **0.63** [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_E 1.00

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

C_t 1.00

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

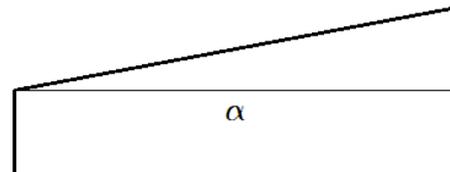
4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	0 [deg]
--------------------	---------

0.50 kN/mq

μ_1

μ_1	0.80
---------	------



2.4.3 Azione del vento

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

230 [m]

Distanza dalla costa

20 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

75 [anni]

Categoria di esposizione

III

La copertura è curva:

no

H di colmo 6.00 m

Direzione del vento →



*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1.02
 v_r (velocità di riferimento) 27.63 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 477.25 [N/m²]

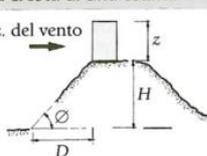
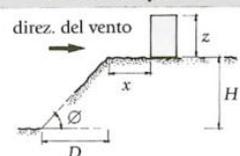
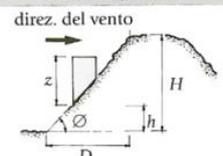
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d 1.00

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3																						
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio																						
																								
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Coefficiente β</th> <th colspan="3">Coefficiente γ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>per:</td> <td>$\frac{z}{H} \leq 0,75$</td> <td>$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$</td> <td>$\frac{z}{H} \geq 2$</td> <td>per:</td> <td>$\frac{H}{D} \leq 0,10$</td> <td>$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$</td> <td>$\frac{H}{D} > 0,3$</td> </tr> <tr> <td>$\beta$</td> <td>$\beta = 0,5$</td> <td>$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$</td> <td>$\beta = 0$</td> <td>$\gamma$</td> <td>$\gamma = 0$</td> <td>$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$</td> <td>$\gamma = 1$</td> </tr> </tbody> </table>			Coefficiente β			Coefficiente γ			per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$	β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$
Coefficiente β			Coefficiente γ																					
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$																	
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$																	

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t 1.00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

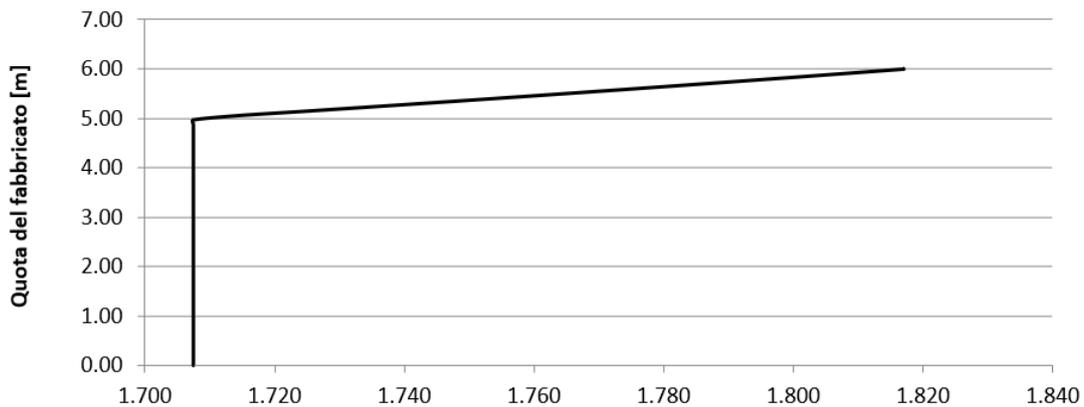
$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.20	0.10	5.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.71	$z < 5.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.82	$z = 6.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.82	$z = 6.00$

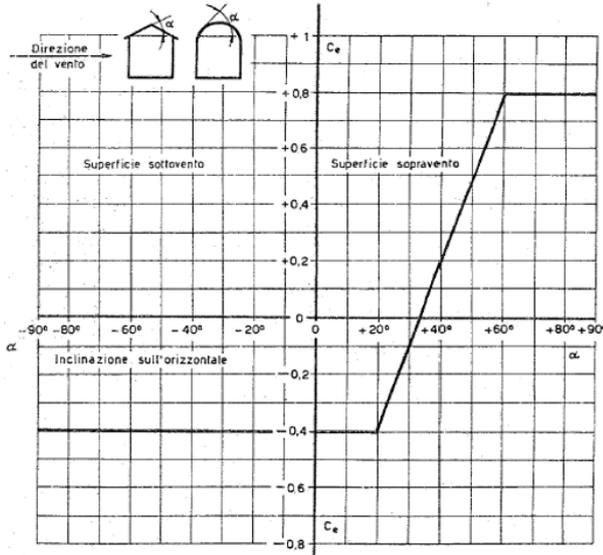
Andamento Coefficiente di Esposizione



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



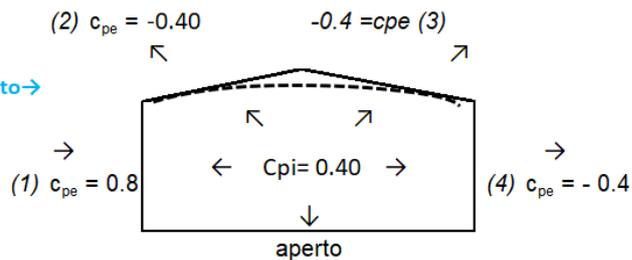
Costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

Configurazione più svantaggiosa

Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p	0.40
(2) copertura sopravento	c_p	-0.80
(3) copertura sottovento	c_p	-0.80
(4) parete sottovento	c_p	-0.80

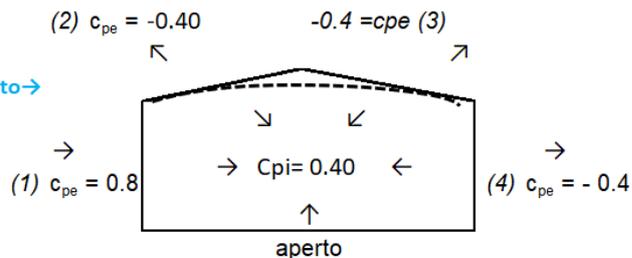
Direzione del vento →



Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p	1.20
(2) copertura sopravento	c_p	0.00
(3) copertura sottovento	c_p	0.00
(4) parete sottovento	c_p	0.00

Direzione del vento →



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravvent.	0.477	1.00	1.00	1.817	0.40	0.35
(2) cop. sopravvent.	0.477	1.00	1.00	1.817	-0.80	-0.69
(3) cop. Sottovent.	0.477	1.00	1.00	1.817	-0.80	-0.69
(4) par. sottovent.	0.477	1.00	1.00	1.817	-0.80	-0.69

2.4.4 Azione sismica

Segue la definizione dell'azione sismica attraverso l'approccio definito al §3.2.2 delle NTC18,

- Sottosuolo: categoria **E** – *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*
- Localizzazione: Longitudine 12.23856 E, Latitudine 42.05626 N;
- Zona sismica: 2b (ai sensi del D.G.R. Lazio 387 del 2 maggio 2009);
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.0$
- Classe d'uso: II – Costruzioni con funzioni pubbliche strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di evento sismico: $C_u = 1.0$
- Vita nominale: $V_N = 75$ anni
- Periodo di riferimento per le azioni variabili (sisma, vento): $V_R = V_N * C_u = 75$ anni
- Smorzamento viscoso: $\eta = 5\%$
- Fattore di struttura

Nella definizione del coefficiente di struttura q , attraverso il quale viene ridotto lo spettro elastico per tener conto della capacità dissipativa anelastica della struttura (CD "B"), si è tenuto conto delle caratteristiche costruttive dell'edificio.

Ai sensi del §7.4.3.1 delle NTC18 la struttura sismo-resistente dell'edificio può essere classificata come struttura a telaio con un piano e più campate.

Stato limite SLD

Si assume $q_{SLD} = 1.5$, ai sensi della tab. 7.3.I del §7.3 delle NTC18.

Stato limite SLV

La struttura risulta regolare in altezza, ma non regolare in pianta, in quanto il rapporto tra il lati dell'edificio è maggiore di 4: $B/L = 4.9$. per il calcolo di α_u / α_1 si deve fare una media tra 1,00 e il valore riportato nel §7.4.3.2 delle NTC18 (pari ad 1.1).

Si definisce:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.05$$

$$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1 = 3.0 \times 1.05 = 3.15$$

Si definisce il fattore di struttura nei confronti dell'azione sismica orizzontale SLV:

$$q_{SLV} = q_0 * k_w * k_R = 3.15 \times 1 \times 1 = 3.15$$

L'adozione di un valore di SLV pari a quanto calcolato sopra determina una riduzione delle ordinate dello spettro di progetto dell'azione sismica SLV a valori inferiori a quelli SLD, quindi è necessario attuare una correzione di q_{SLV} secondo quanto indicato al § C7.3.1 della circolare esplicativa delle NTC18, ossia:

$$q'_{SLV} = q_{ND} * [S_{e,SLV}(T_1) / S_{e,SLD}(T_1)], \quad \text{in cui:}$$

q_{ND} è il fattore di comportamento non dissipativo definito dalla formula [7.3.2] delle norme NTC18:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD"B"} \leq 1.5$$

T_1 è il periodo del primo modo traslazionale nella direzione considerata;

$S_{e,SLD/V}(T_1)$ è la risposta spettrale elastica allo SLD/V, relative al periodo T_1 .

Nel caso in esame si ottiene quanto segue:

$$q_{ND} = 2/3 q_{CD''B''} = 2/3 * 3.15 = 2.1 > 1.5 \rightarrow q_{ND} = 1.5$$

$$T_{1,long} = 0.41 \text{ sec} \quad \text{in direzione trasversale;}$$

$$T_{1,trasv} = 0.35 \text{ sec} \quad \text{in direzione longitudinale;}$$

ad entrambi i periodi corrisponde il valore di ordinata spettrale elastica massima, ossia di plateau, pari a:

$$S_{e,SLD}(T_1) = 0.178 \text{ g}$$

$$S_{e,SLV}(T_1) = 0.335 \text{ g}$$

quindi si ottiene:

$$q'_{SLV} = 1.5 * 0.335 \text{ g} / 0.178 \text{ g} = 2.82$$

Adottando un valore del fattore di struttura allo SLV pari a q'_{SLV} , le ordinate dello spettro di progetto allo SLV sono maggiori o al più uguali alle ordinate dello spettro SLD per ogni valore di T.

Alla luce di quanto sopra e di quanto riportato nel §7.3.6 e nelle tab. 7.3.III delle norme NTC18, nel seguito della presente relazione, saranno svolte:

- verifiche di resistenza RES e di duttilità DUT (nei soli casi esplicitamente richiesti dalle NTC) con riferimento allo stato limite SLV;
- verifiche di rigidezza RIG con riferimento allo stato limite SLD.

2.4.4.1 Spettri di progetto

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri elastici utilizzati per la definizione dell'azione sismica di progetto. I valori di progetto caratteristici (probabilità di superamento P_{VR} e periodo di ritorno T_R) sono i seguenti:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita: $P_{VR} = 10\%$ $T_R = 712$ anni;
- Stato limite di Danno: $P_{VR} = 63\%$ $T_R = 75$ anni.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_d	0.042 g
$F_{0.5}$	2.672
T_C	0.274 s
S_S	1.600
C_C	1.929
S_T	1.000
q	2.800

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.071 g
$F_{0.5}$	2.941
T_C	0.350 s
S_S	1.600
C_C	1.750
S_T	1.000
q	2.800

Parametri dipendenti

S	1.600
η	0.357
T_B	0.176 s
T_C	0.529 s
T_D	1.767 s

Parametri dipendenti

S	1.600
η	0.357
T_B	0.204 s
T_C	0.613 s
T_D	1.885 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

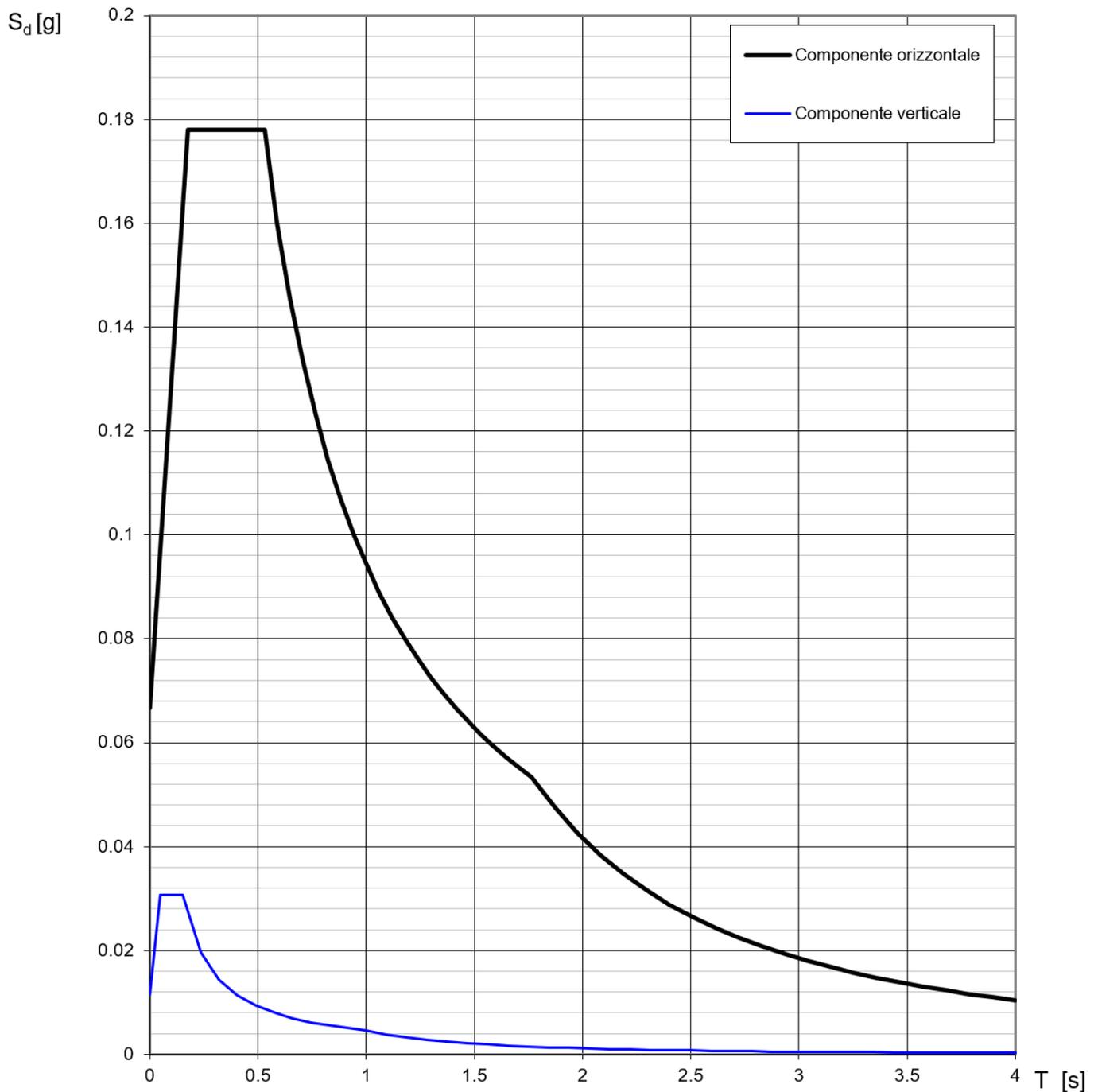


Figura 4 – Spettro elastico allo SLD

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

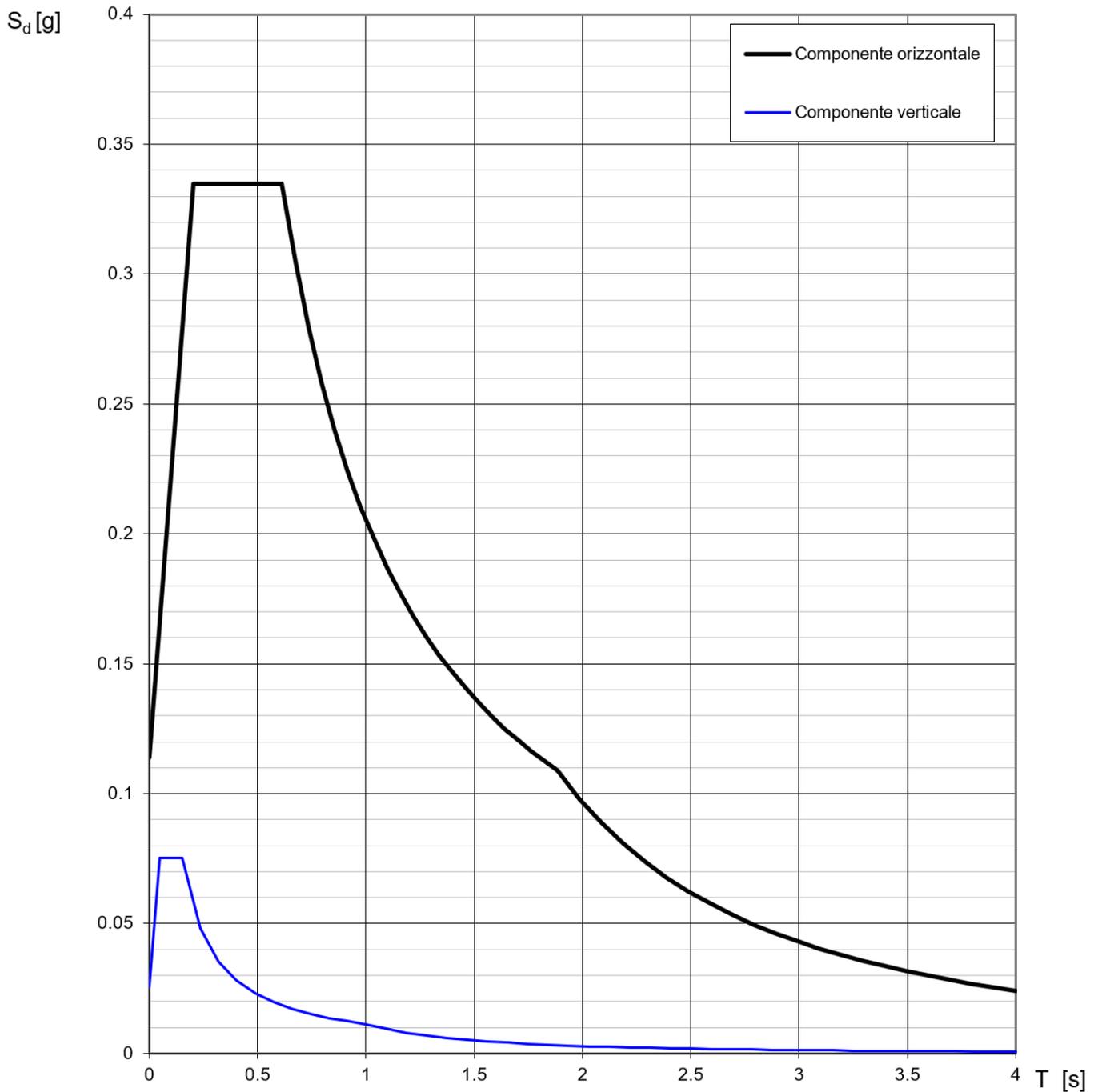


Figura 5 – Spettro elastico allo SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: **SLD**

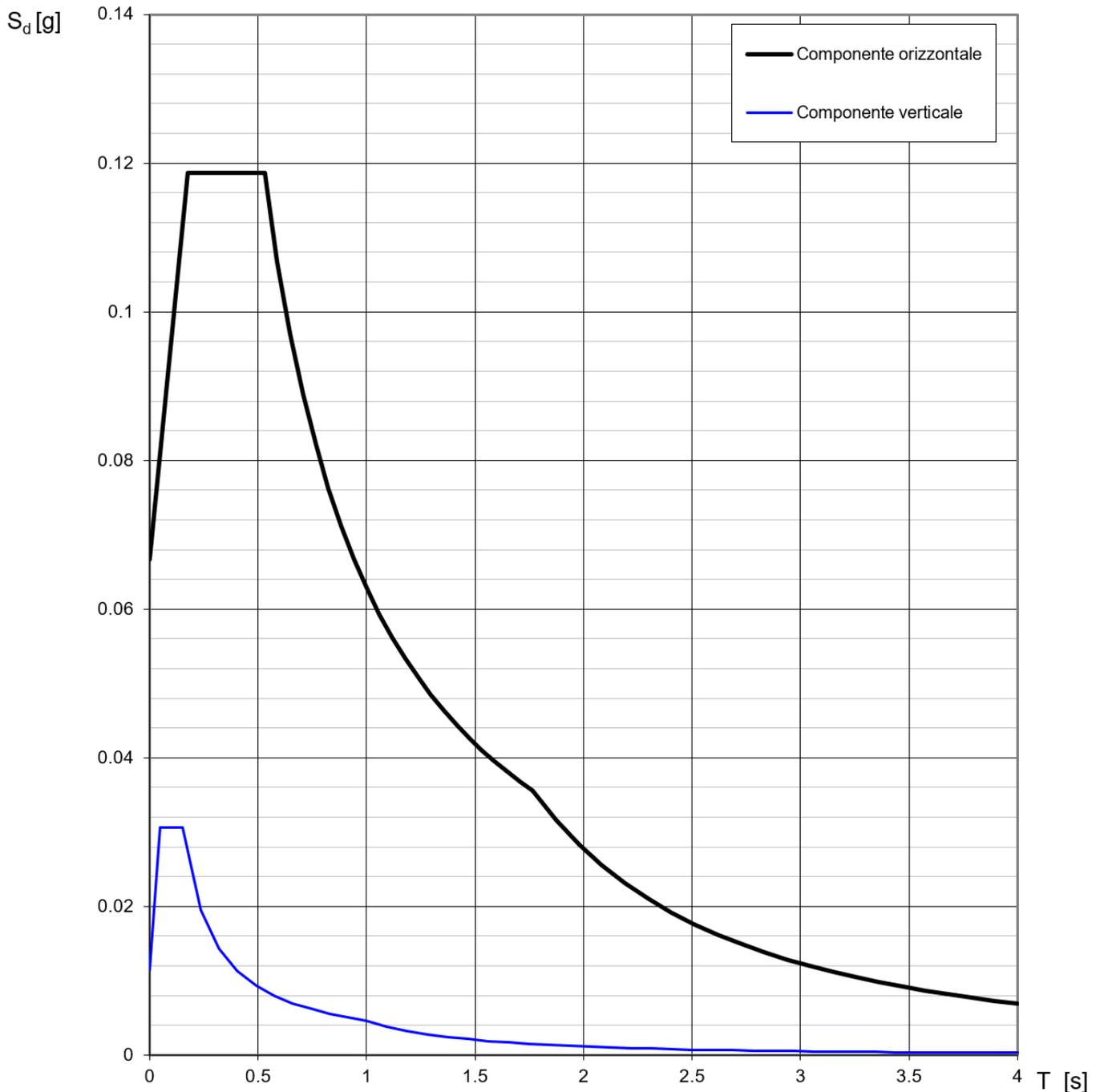


Figura 6 – Spettro di progetto allo SLD

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

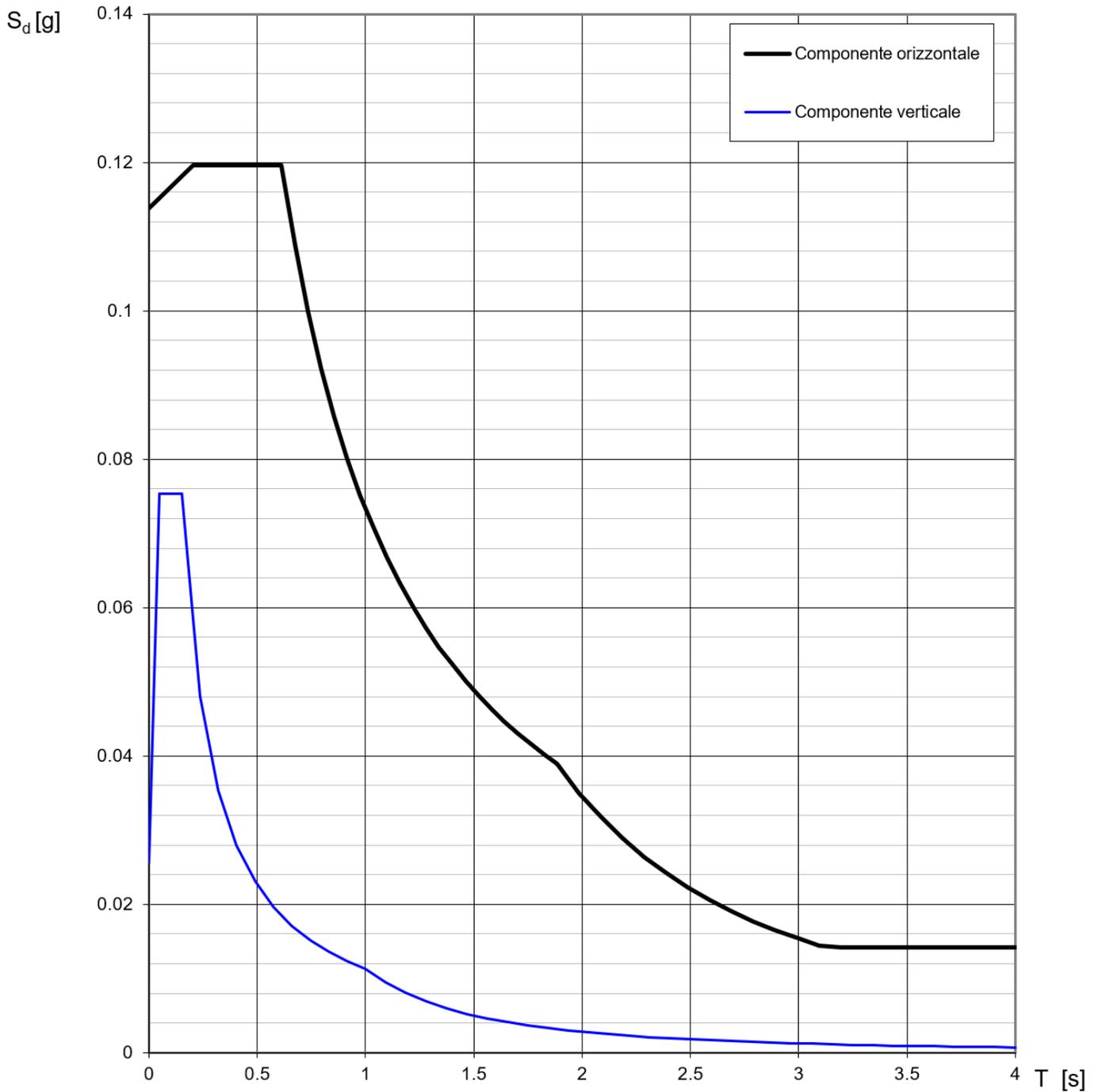


Figura 7 – Spettro di progetto allo SLV

2.5 Modello numerico

2.5.1 Metodologia di modellazione ed analisi

La struttura è stata modellata con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti. Sono state svolte analisi sia statiche che dinamiche. In particolare, per le azioni sismiche si è fatto ricorso ad un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, utilizzando le azioni descritte nel paragrafo §2.4.4.1.

2.5.2 Modellazione della geometria

L'analisi e le verifiche di sicurezza della struttura sono state condotte coerentemente con quanto indicato nel paragrafo §7.2.5 delle NTC18. In particolare è stato creato un primo modello della sola struttura in elevazione considerata incastrata alla base, utilizzato per il calcolo e la verifica di tutti gli elementi strutturali ad esclusione delle fondazioni e per il calcolo delle azioni trasmesse in fondazione.

Il secondo modello comprende anche le strutture di fondazione: queste sono state considerate interagenti con un terreno elastico alla Winkler.

Nelle figure seguenti si riportano le rappresentazioni dei modelli della struttura, con l'indicazione della numerazione delle aste e dei nodi.

2.5.2.1 Modelli SAP2000

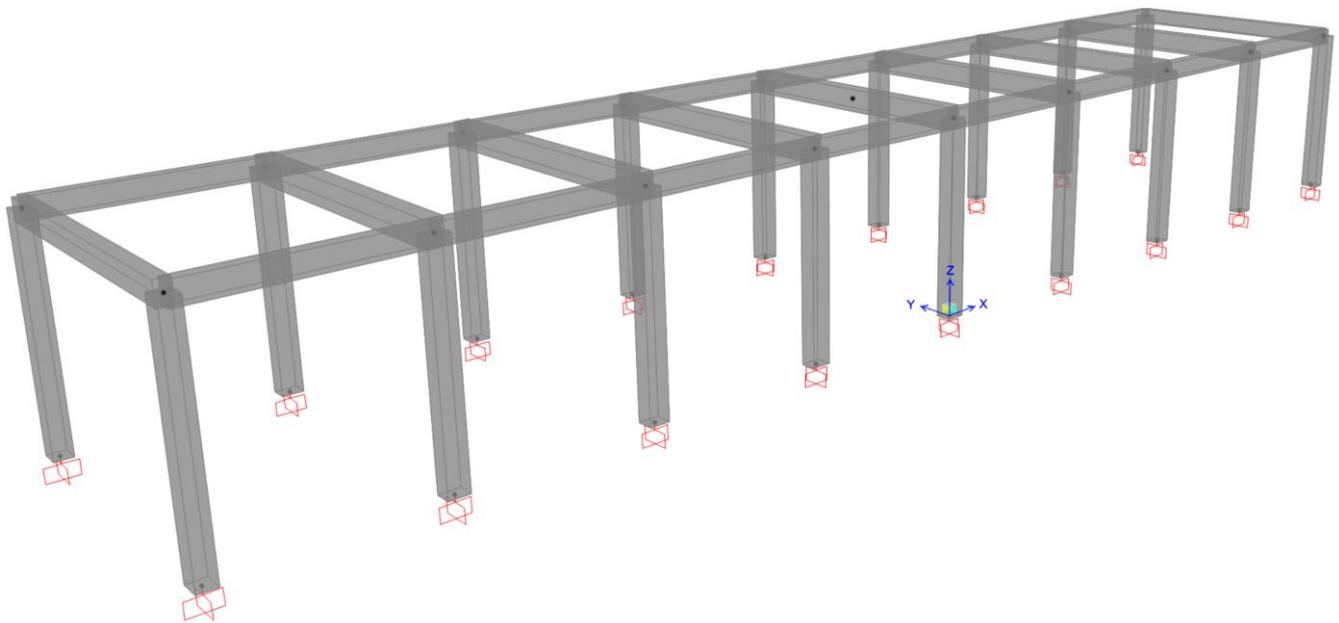


Figura 8 – Modello elevazione SAP – Vista assometrica

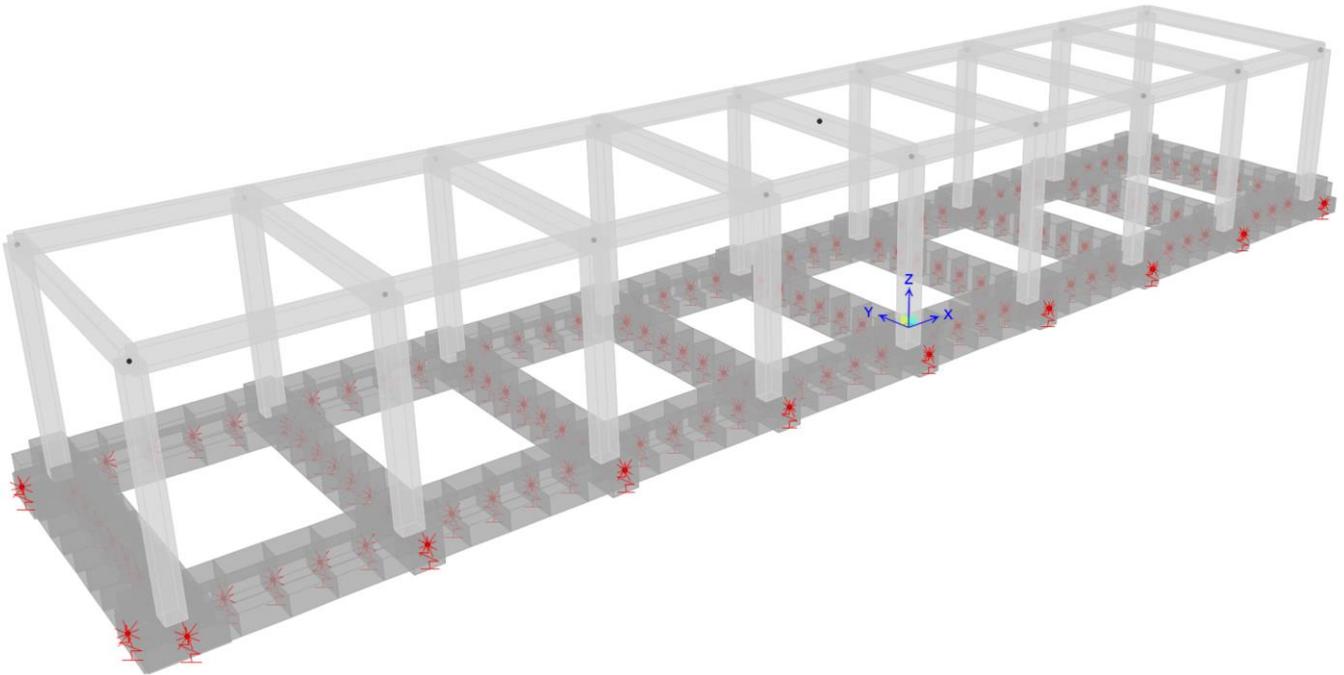


Figura 9 – Modello fondazioni SAP con fondazioni– Vista assometrica

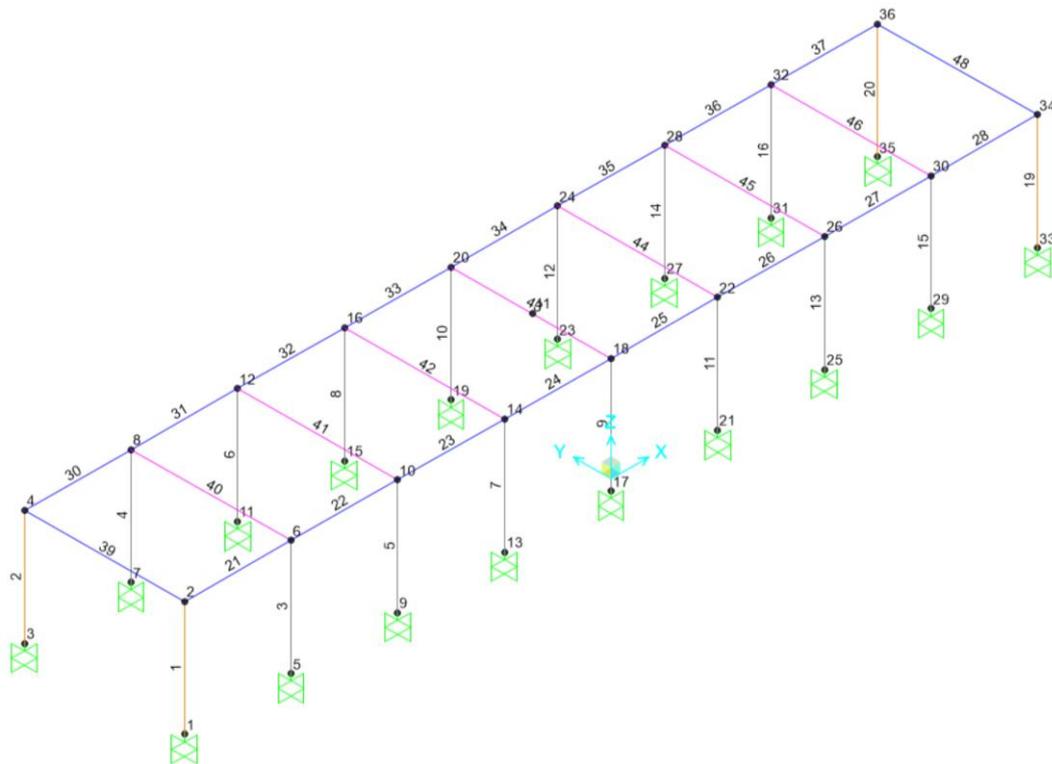


Figura 10 – Modello elevazione SAP – Numerazione aste e nodi

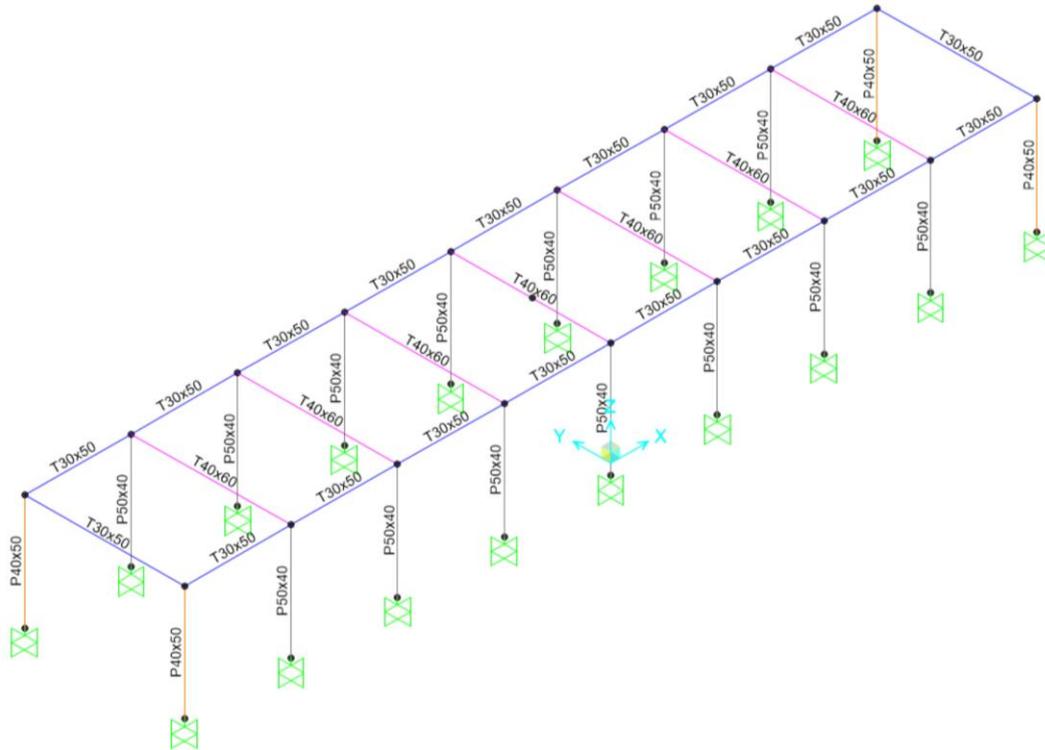


Figura 11 - Modello elevazione SAP – Assegnazione sezioni ai frame

2.5.3 Modellazione delle proprietà meccaniche

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche meccaniche del materiale utilizzato nella modellazione della struttura:

Materiale	Tipo	Peso Kg/m ³	Massa Kg*s ² /m ⁴	E Kg/m ²	G Kg/m ²	μ	α 1/°C
B450C	Acciaio c.a.	7849	800	2.1E+10			1.2E-05
C25/30	CLS	2500	255	3.1E+09	1.3E+09	0.2	1.0E-05
C30/37	CLS	2500	255	3.3E+09	1.4E+09	0.2	1.0E-05

Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche dei materiali

2.5.4 Modellazione degli elementi strutturali

Le caratteristiche inerziali degli elementi strutturali sono direttamente determinate dal programma di calcolo sulla base del progetto.

Per quanto riguarda la sovrastruttura, per travi e pilastri sono stati utilizzati elementi tipo *frame*, con le caratteristiche geometriche e inerziali riportate in Tabella 3.

Sezione	Materiali	b m	h m	Area m ²	Jt m ⁴	J33 m ⁴	J22 m ⁴
P40x50 pilastro angolo	C30/37	0.4	0.5	0.2	5.474E-03	4.167E-03	2.667E-03
P50x40 pilastro corrente	C30/37	0.5	0.4	0.2	5.474E-03	2.667E-03	4.167E-03
T30x50 trave laterale	C30/37	0.3	0.5	0.15	2.817E-03	3.125E-03	1.125E-03
T40x60 trave corrente	C30/37	0.4	0.6	0.24	7.512E-03	7.200E-03	3.200E-03

Tabella 3 – Caratteristiche inerziali elementi frame

2.5.5 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Il modello della struttura in elevazione è stato vincolato con incastri alla base.

Nel modello delle fondazioni invece la struttura è stata considerata impostata su delle travi di fondazione a T rovescia interagenti con un suolo elastico. Pertanto per i nodi di base si sono vincolati i soli spostamenti orizzontali.

A livello del piano di copertura orizzontale i nodi sono stati considerati con vincoli di piano infinitamente rigido. Seguendo tale ipotesi di calcolo, le componenti di spostamento del singolo nodo di impalcato vengono riferite a quelle di un nodo *master*, coincidente con il centro di massa dell'impalcato.

2.5.6 Condizioni di carico elementari

Di seguito si riportano alcune immagini del modello in cui sono visibili le condizioni di carico elementari

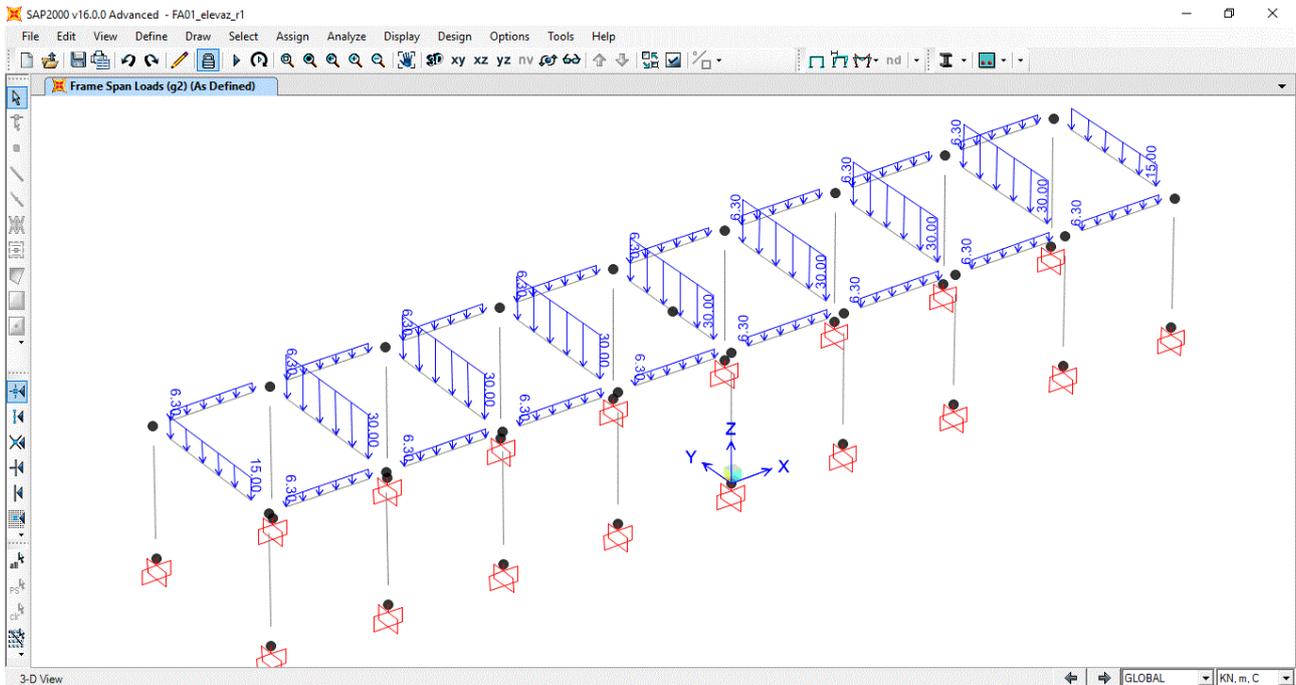


Figura 12 - Carichi G2

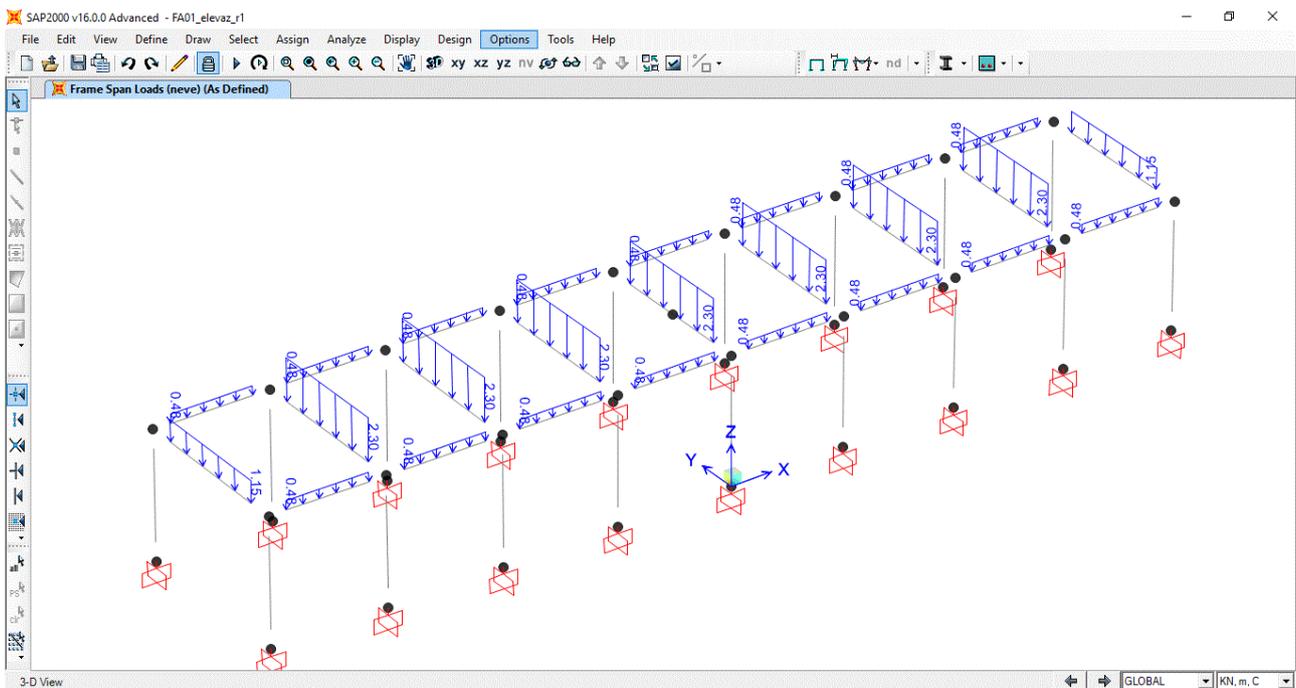


Figura 13 - Carico Qk1 - Neve

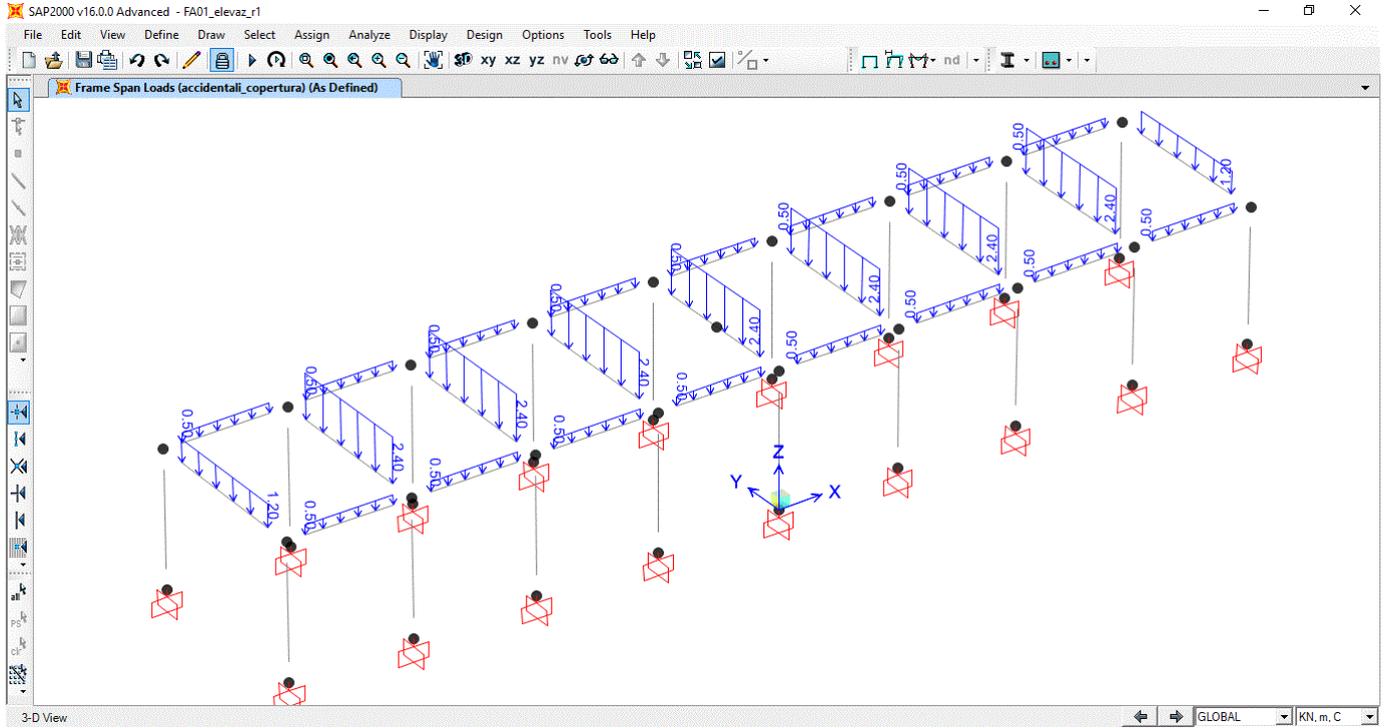


Figura 14 - Carico Qk2 – Sovraccarichi di esercizio

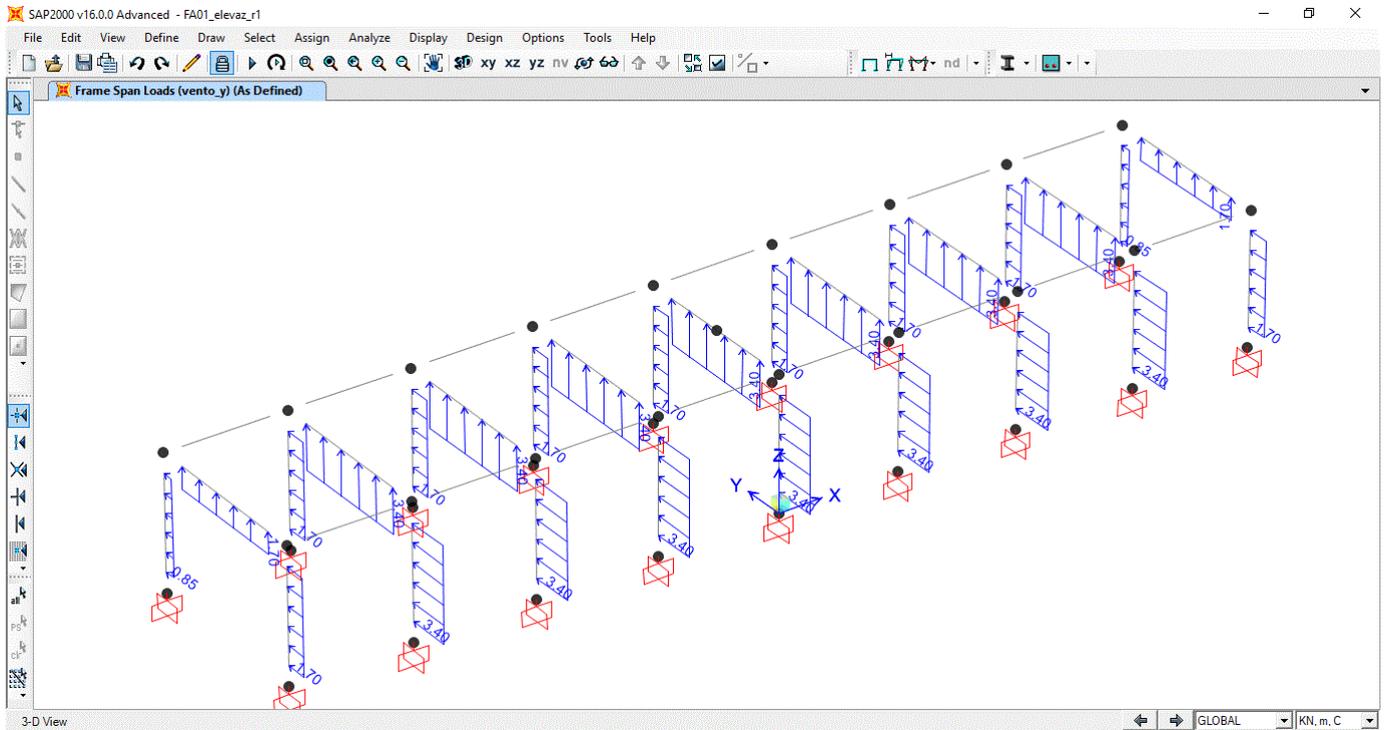


Figura 15 - Carico Fw_y – Vento in direzione trasversale Y

Nella tabella seguente è riportato l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nella modellazione.

2.5.6.1 Modelli SAP2000

Numero	Sigla	Nome
1	G1	Pesi Propri
2	G2	Permanenti portati
3	Qk1	Neve
4	Qk2	Accidentali - sovraccarico solaio di copertura
5	Fw_y	Azione del vento in direzione trasversale y
6	Fx_SLV	Azione sismica SLV direzione X
7	Fy_SLV	Azione sismica SLV direzione Y
8	Mx_SLV	Eccentricità accidentale sisma SLV direzione X
9	My_SLV	Eccentricità accidentale sisma SLV direzione Y
10	Fx_SLD	Azione sismica SLD direzione X
11	Fy_SLD	Azione sismica SLD direzione Y
12	Mx_SLD	Eccentricità accidentale sisma SLD direzione X
13	My_SLD	Eccentricità accidentale sisma SLD direzione Y

Tabella 4 – SAP 2000 - Condizioni di carico elementari

2.5.7 Combinazioni di carico

Nel seguito vengono riportate le combinazioni di carico statiche e dinamiche che sollecitano la struttura. Le combinazioni di carico sotto riportate fanno riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel paragrafo precedente.

2.5.7.1 Modelli SAP2000

	g1	g2	sovraccarico copertura	neve	Sisma_x (Fx, Mx)	Sisma_y (Fy, My)
SLU1	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0
SLU2	1.3	1.5	0	1.5	0	0
SLU3	1.3	1.5	0	0.75	0	0

Tabella 5 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo

	g1	g2	sovraccarico copertura	neve	Sisma_SLV_x (Fx, Mx)	Sisma_SLV_y (Fy, My)
SLV1_x+	1	1	0	0	1	0.3
SLV2_y+	1	1	0	0	0.3	1
SLV3_x-	1	1	0	0	-1	-0.3
SLV4_y-	1	1	0	0	-0.3	-1

Tabella 6 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di salvaguardia della Vita

	g1	g2	sovraccarico copertura	neve	Sisma_x (Fx, Mx)	Sisma_y (Fy, My)
SLE_rara	1	1	0	0.5	0	0

Tabella 7 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio

	g1	g2	sovraccarico copertura	neve	Sisma_SLD_x (Fx, Mx)	Sisma_SLD_y (Fy, My)
SLD1_x+	1	1	0	0	1	0.3
SLD2_y+	1	1	0	0	0.3	1
SLD3_x-	1	1	0	0	-1	-0.3
SLD4_y-	1	1	0	0	-0.3	-1

Tabella 8 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Danno

	g1	g2	sovraccarico copertura	neve	Sisma_SLO_x (Fx, Mx)	Sisma_SLO_y (Fy, My)
SLO1_x+	1	1	0	0	1	0.3
SLO2_y+	1	1	0	0	0.3	1
SLO3_x-	1	1	0	0	-1	-0.3
SLO4_y-	1	1	0	0	-0.3	-1

Tabella 9 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Operatività

2.5.8 Risultati dell'analisi modale

È stata condotta un'analisi modale con condensazione di piano, di cui di seguito si riportano i risultati maggiormente significativi.

2.5.8.1 Modello SAP2000

OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.41	0%	100%	0%
MODAL	2	0.35	100%	0%	0%
MODAL	5	0.01	0%	0%	14%

Tabella 10 – SAP2000 - Risultati analisi modale

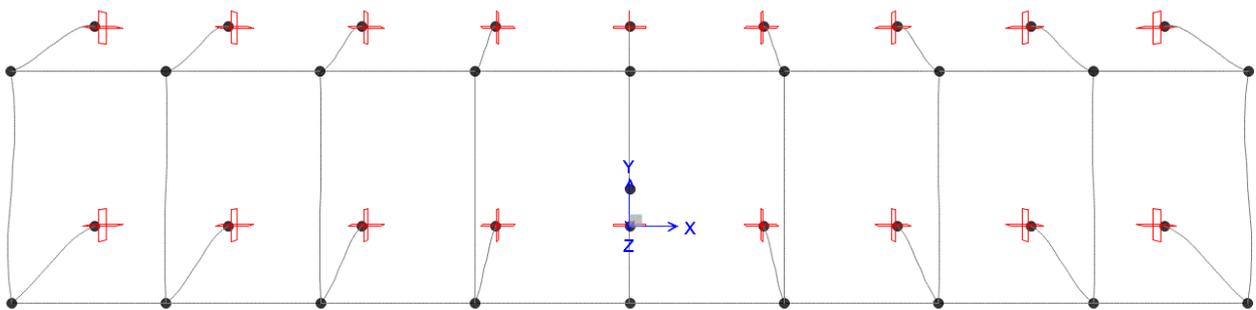


Figura 16 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.1 – traslazione pura lungo y (T = 0.41 sec)

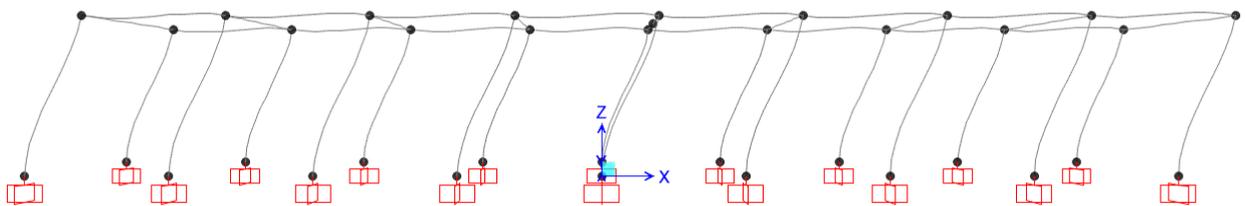


Figura 17 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.2 – traslazione pura lungo x (T = 0.35 sec)

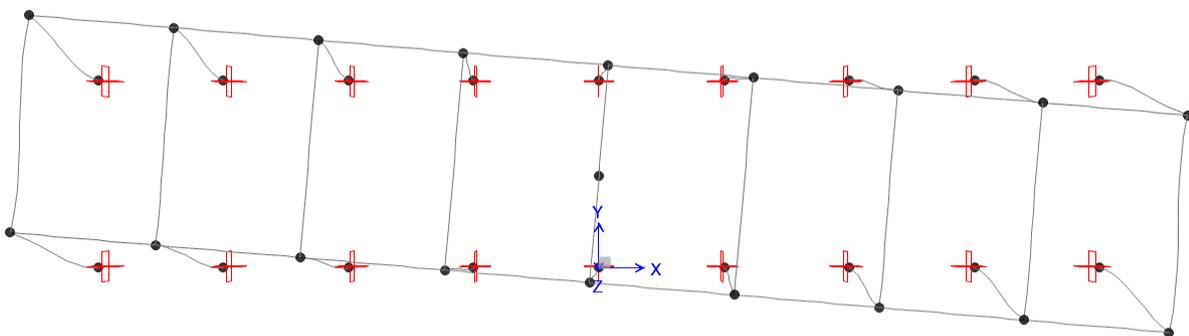


Figura 18 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n. 3 – torsione (T = 0.17 sec)

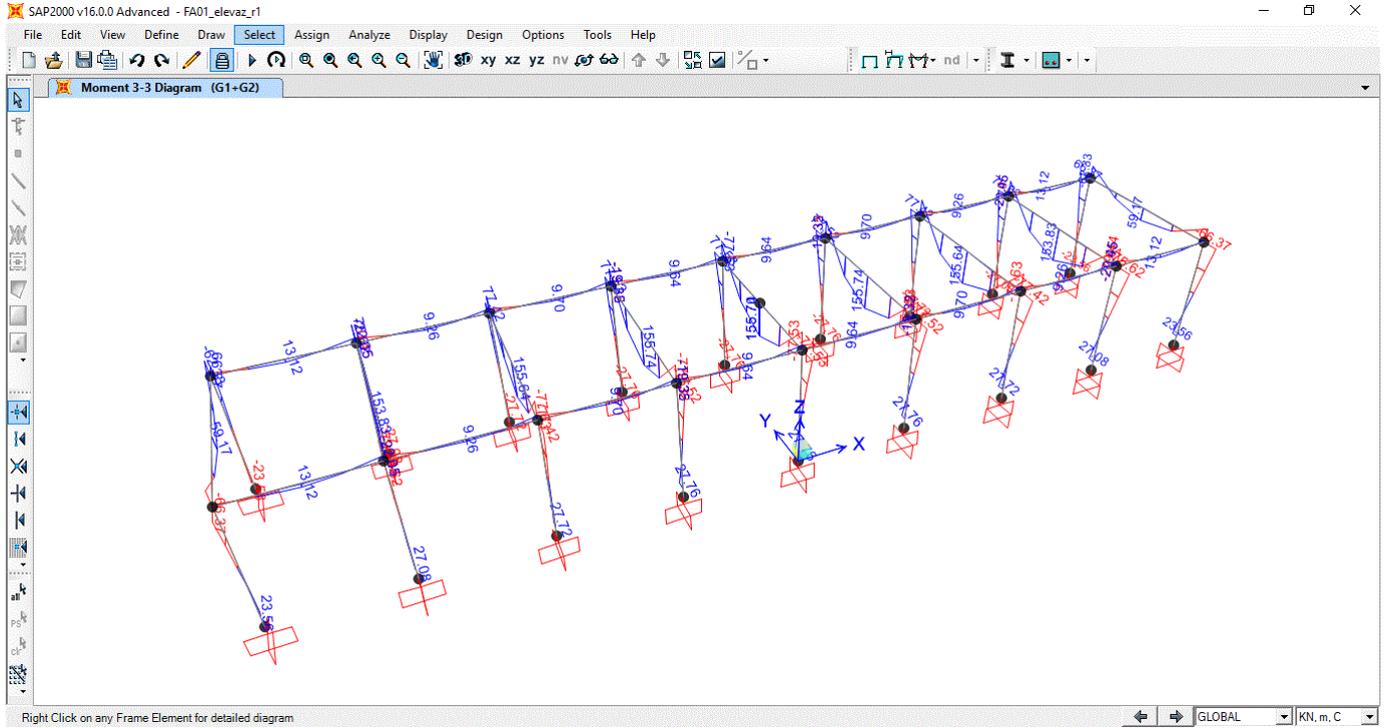


Figura 21 – SAP2000 - SAP2000 – G1+G2 – Momento M33 [kNm]

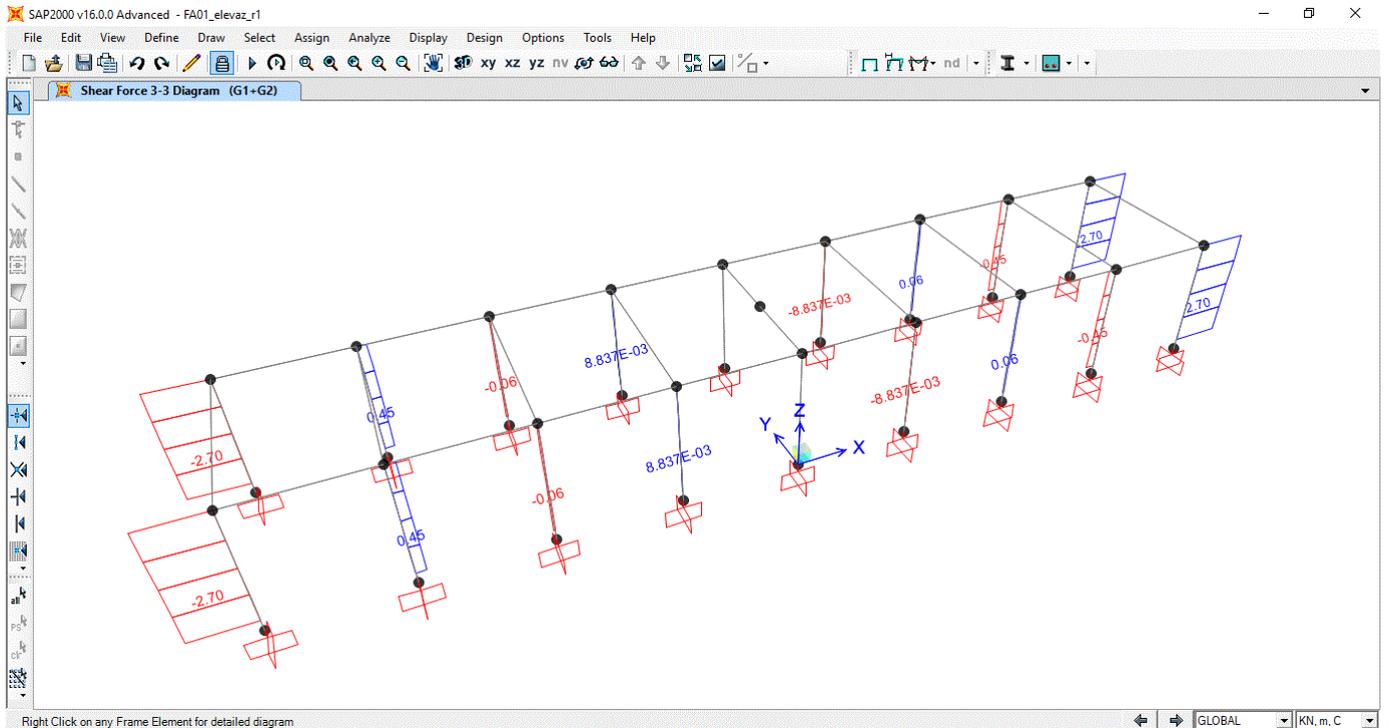


Figura 22 – SAP2000 - SAP2000 – G1+G2 – Taglio V33 [kN]

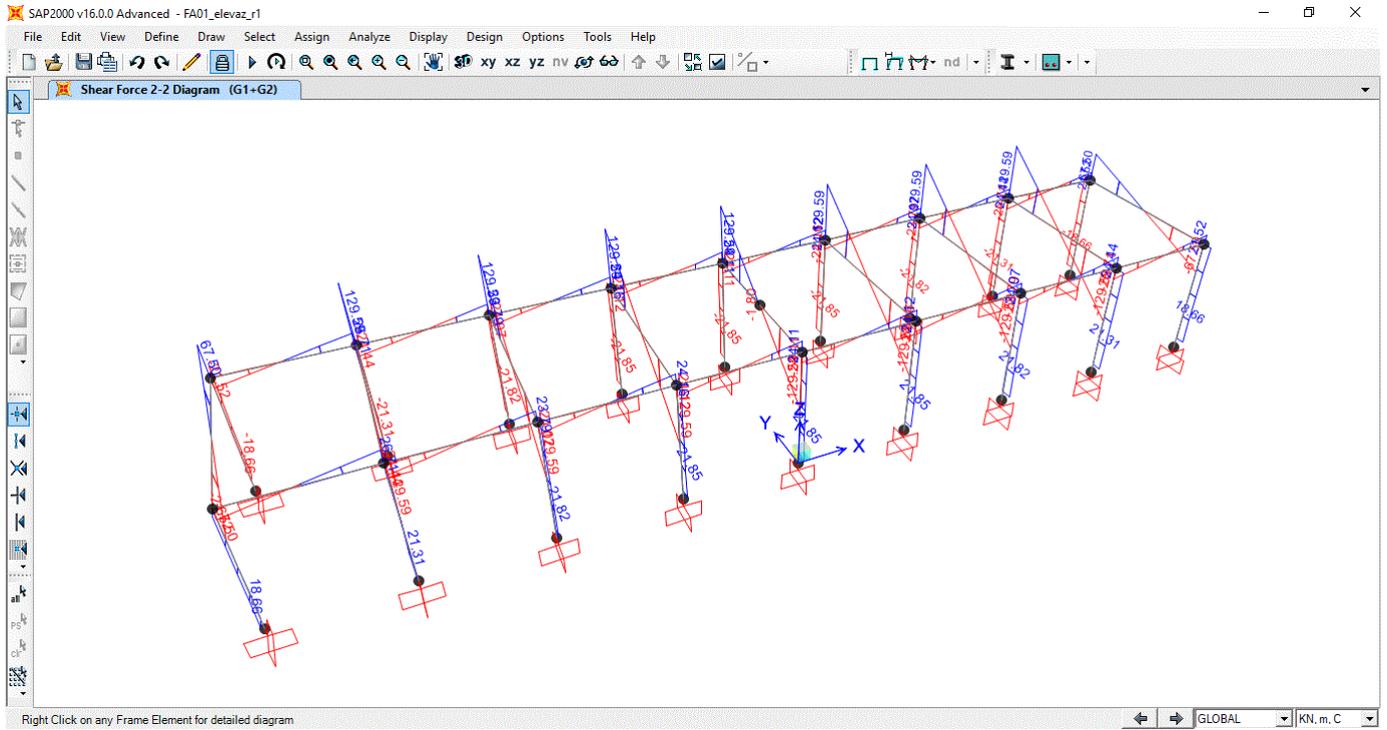


Figura 23 – SAP2000 - SAP2000 – G1+G2 – Taglio V22 [kN]

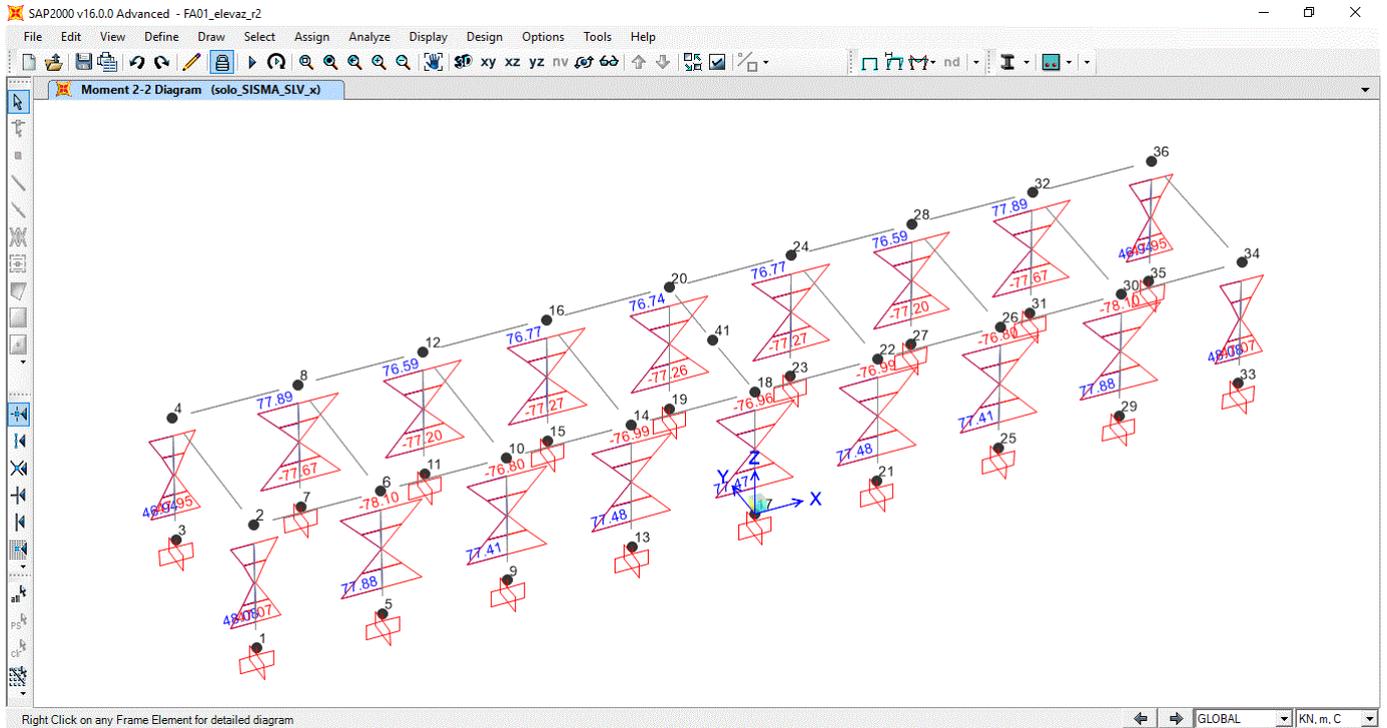


Figura 24 – SAP2000 – Sisma SLV dir. X – Momento M22 [kNm]

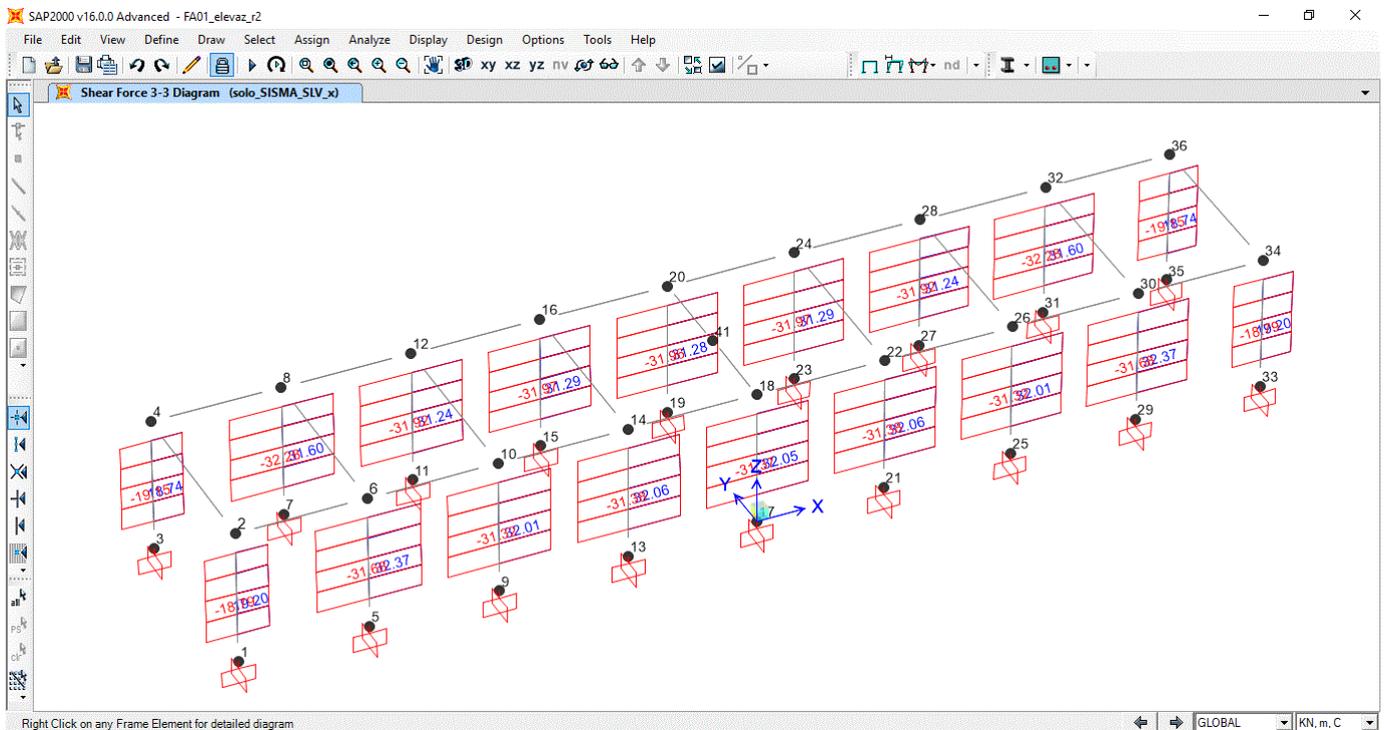


Figura 25 – SAP2000 – Sisma SLV dir. X – Taglio V33 [kN]

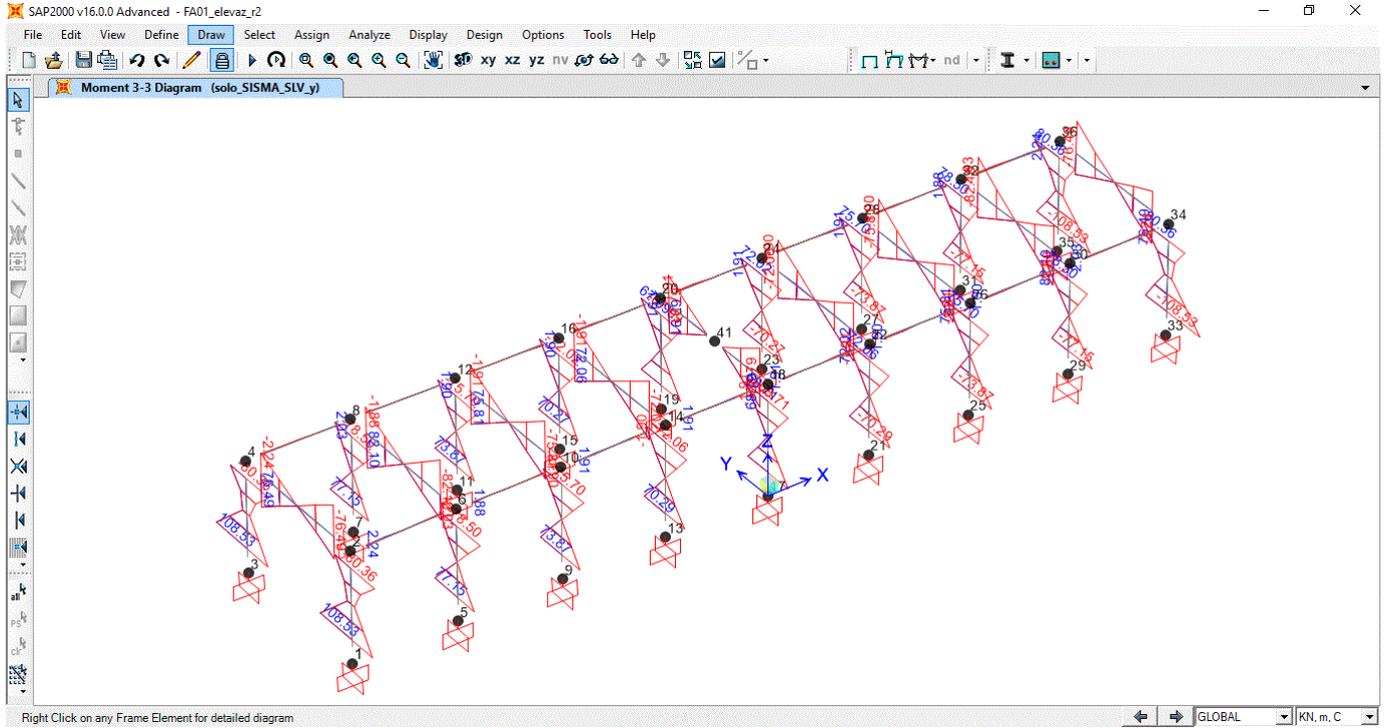


Figura 26 – SAP2000 – Sisma SLV dir. Y – Momento M33 [kNm]

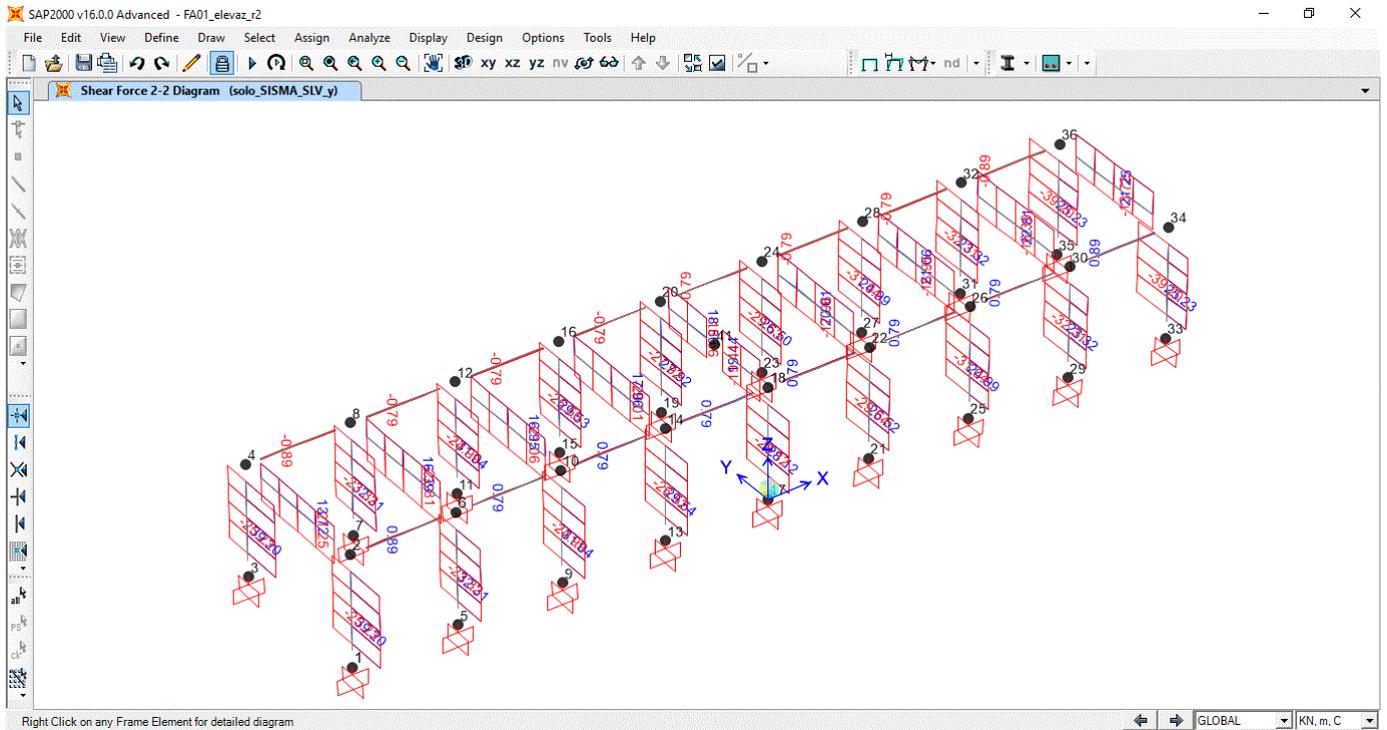


Figura 27 – SAP2000 – Sisma SLV dir. Y – Taglio V22 [kN]

Si precisa inoltre che nella condizione di carico "Permanenti portati" sono presenti anche i carichi lineari associati alle murature, sia interne che perimetrali. Ovviamente tali carichi sono stati considerati anche come masse sismiche in corrispondenza del primo impalcato.

2.5.10 Costante di sottofondo del terreno

Il modulo di reazione o coefficiente di sottofondo lega concettualmente la pressione sul terreno ai cedimenti, influenzati a sua volta dai moduli di deformazione del terreno stesso. Tale parametro è di complessa valutazione ed è stato calcolato secondo la metodologia che segue:

$$k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad [\text{Bowles, 1987}]$$

Dove

- B larghezza della fondazione;
- E_s Modulo di deformazione del terreno di imposta

Si adotta il seguente modello geotecnico, definito mod. 6 nella relazione geotecnica generale del presente progetto.

Dalla pk 34+600 alla p k36+050

Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio φ' (°)	C' (kPa)
Terreno di riporto	0	1	1	-	-	-	-
Sabbia limosa /limo sabbioso	1	10	9	16	GG	30	0
Depositi vulcanici - Sabbia limosa con ghiaia limosa	10	18	8	17	GG	32	0
Limo sabbioso debolmente argilloso	18	21	3	15	GF	25	10
Roccia basaltica	21	30	9	26	R	39	-

Modulo elastico E _{op} (MPa)	K media (m/s)	RQD (%)	GSI	Resistenza a compressione sigma (Mpa)
-	-	-	-	-
20	-	-	-	-
55	4,60*10 ⁻³	-	-	-
15	-	-	-	-
5500	-	80	60	150(*)

(*) Cautelativamente si abbassa il valore resistenza a compressione della roccia considerando i primi 2m circa (16-18m b.f. S07_PZ e 23-25m b.f. S11_PZ) di zona di cappellaccio alterato

Risulta quindi:

$$k_s = 20000 \text{ kN/m}^2 / [1.5 \text{ m} * (1 - 0.3^2)] = 14652 \text{ kN/m}^3$$

Il valore ottenuto di k_s è stato utilizzato nel modello di calcolo.

2.6 Verifiche agli S.L.U.

2.6.1 Pilastri

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio dei pilastri della struttura, nei confronti delle combinazioni di carico SLU/SLV.

Di seguito si riportano i gruppi di verifica utilizzati per la presentazione dei risultati:

- gruppo 1 = pilastri di angolo (frame 1, 2, 19, 20)
- gruppo 2 = pilastri di parete (frame 3 - 18)

2.6.1.1 Modello SAP2000

Nelle figure seguenti vengono mostrate, a titolo di esempio, le sollecitazioni della combinazione SLU1.

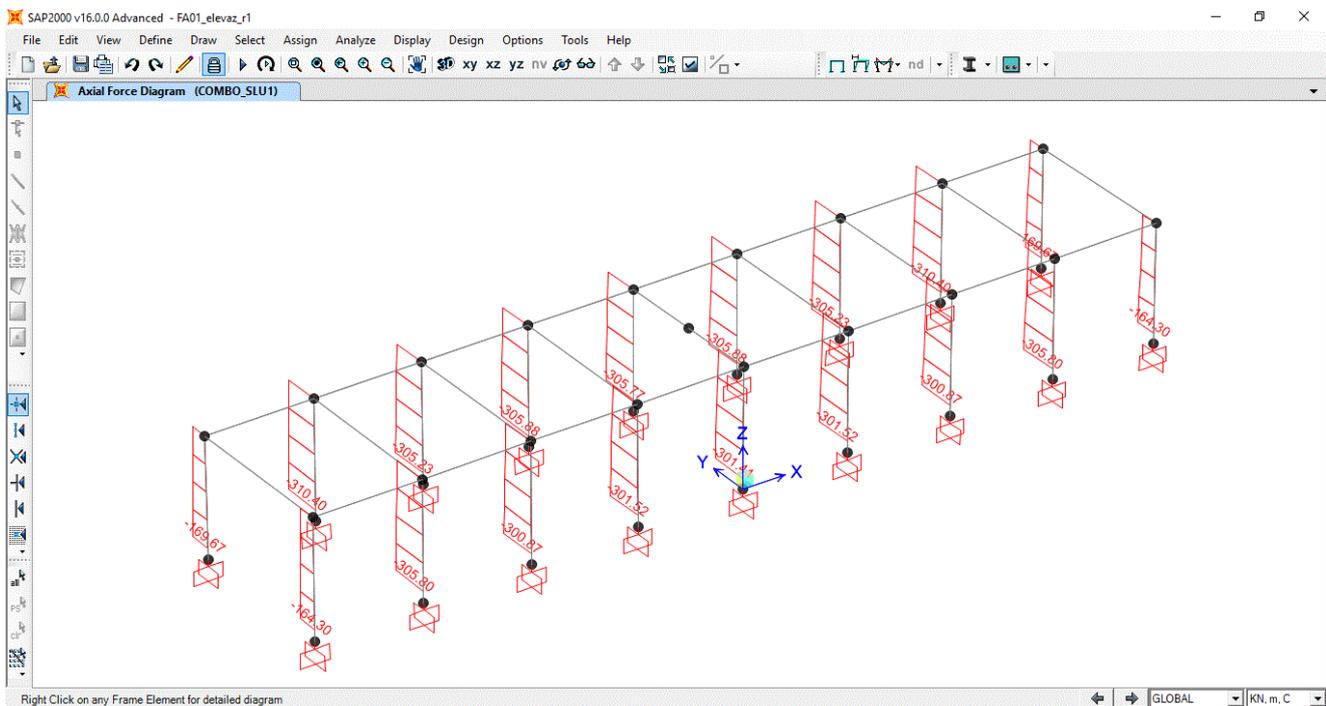


Figura 28 – SAP2000 – Forza assiale [kN] - SLU1

2.6.1.2 Verifiche pilastri gruppo 1

2.6.1.2.1 Verifiche a pressoflessione pilastri appartenenti al gruppo 1

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime SLU e SLV e le verifiche a pressoflessione e taglio dei pilastri appartenenti al Gruppo 1

SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	1	5.3	COMBO_SLU4	0	-121	22	-4	0	14	-75
<i>max</i>	V2	1	5.3	COMBO_SLU1	0	-133	26	-4	0	15	-91
<i>max</i>	V3	19	0.5	COMBO_SLU1	0	-164	19	4	0	5	18
<i>max</i>	T	1	0.5	COMBO_SLU3	0	-155	11	-4	0	-5	3
<i>max</i>	M2	1	5.3	COMBO_SLU1	0	-133	26	-4	0	15	-91
<i>max</i>	M3	2	5.3	COMBO_SLU3	0	-132	-33	-4	0	14	112

SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	2	0.5	COMBO_SLU1	0	-170	-36	-4	0	-5	-52
<i>min</i>	V2	2	0.5	COMBO_SLU3	0	-164	-39	-4	0	-5	-61
<i>min</i>	V3	1	0.5	COMBO_SLU1	0	-164	19	-4	0	-5	18
<i>min</i>	T	1	0.5	COMBO_SLU2	0	-160	18	-4	0	-5	17
<i>min</i>	M2	19	5.3	COMBO_SLU1	0	-133	26	4	0	-15	-91
<i>min</i>	M3	1	5.3	COMBO_SLU1	0	-133	26	-4	0	15	-91

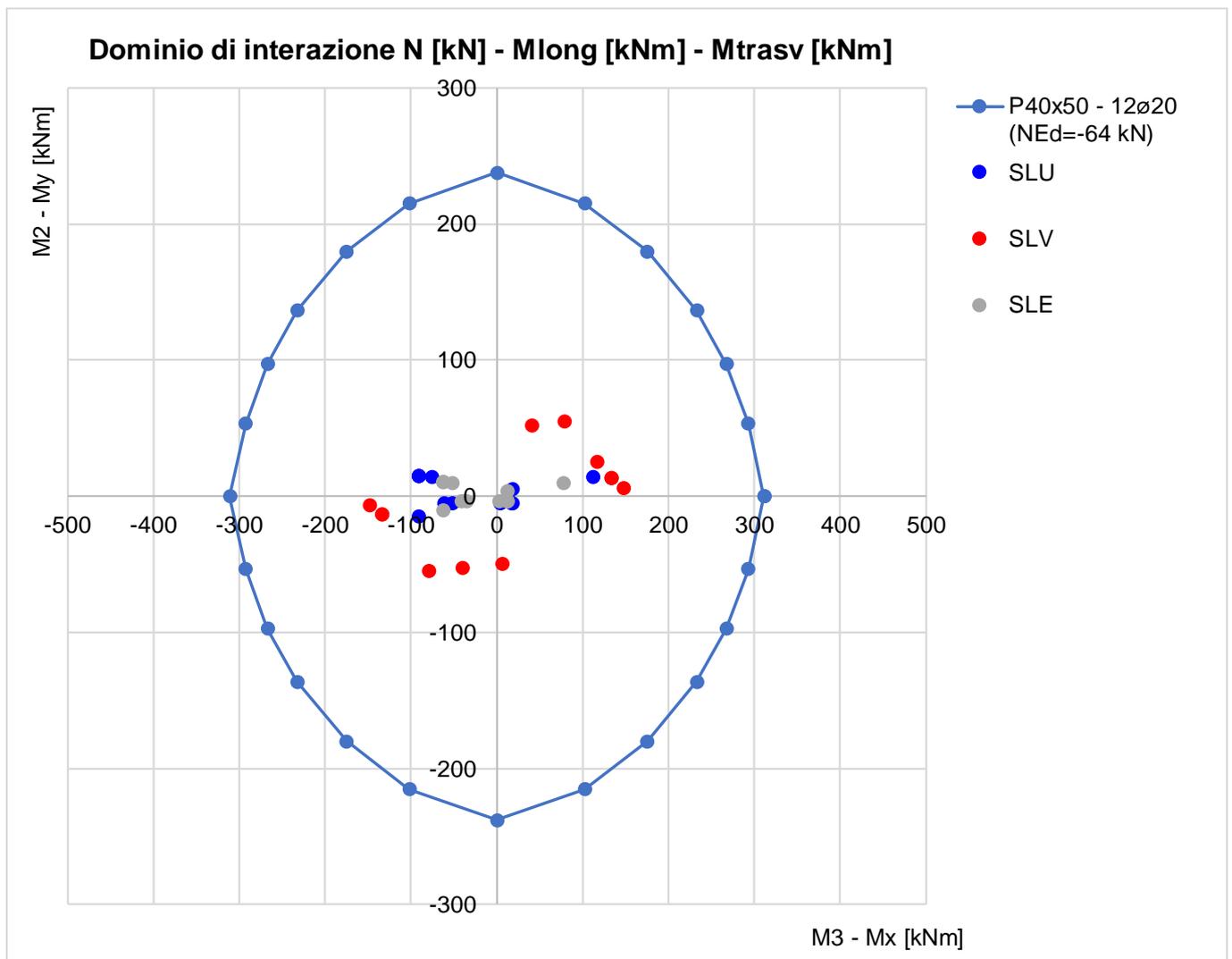
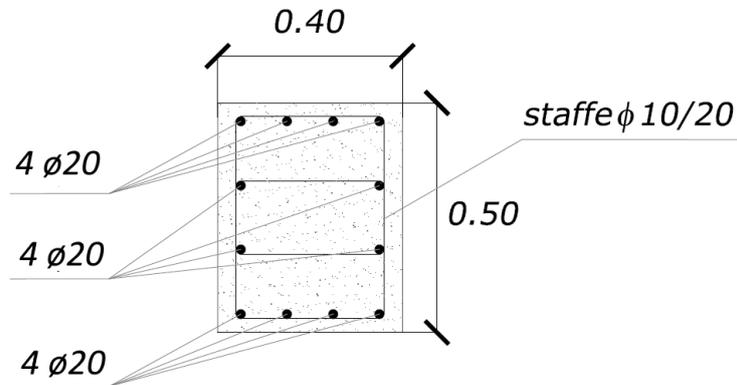
Tabella 11 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLU

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	2	5.3	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-63	21	2	1	25	117
<i>max</i>	V2	1	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-93	58	4	1	14	134
<i>max</i>	V3	19	0.5	COMBO_SLV_sisma_X	Max	-89	25	22	0	52	41
<i>max</i>	T	1	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-93	58	4	1	14	134
<i>max</i>	M2	2	5.3	COMBO_SLV_sisma_X	Max	-65	-5	16	0	55	79
<i>max</i>	M3	20	5.3	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-69	6	7	1	6	148

SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	20	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	-139	-58	-4	1	-14	-134
<i>min</i>	V2	20	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	-139	-58	-4	1	-14	-134
<i>min</i>	V3	2	0.5	COMBO_SLV_sisma_X	Min	-134	-25	-22	0	-52	-41
<i>min</i>	T	1	0.5	COMBO_SLV_sisma_X	Min	-137	13	-21	0	-50	7
<i>min</i>	M2	19	5.3	COMBO_SLV_sisma_X	Min	-110	5	-16	0	-55	-79
<i>min</i>	M3	1	5.3	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	-115	-6	-7	1	-6	-148

Tabella 12 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLV (q=2.8)

Si esegue la verifica a pressoflessione per le condizioni più severe definite nelle precedenti tabelle, considerando le armature riportate nella figura sottostante.



COMBO_SLV_sisma_Y

Verifica C.A. S.L.U. - File: P40x50_16fi20_SLU_SLV

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

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	3.14	5	5
2	40	0	2	3.14	15	5
3	40	50	3	3.14	25	5
4	0	50	4	3.14	35	5
			5	3.14	5	18
			6	3.14	35	18

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

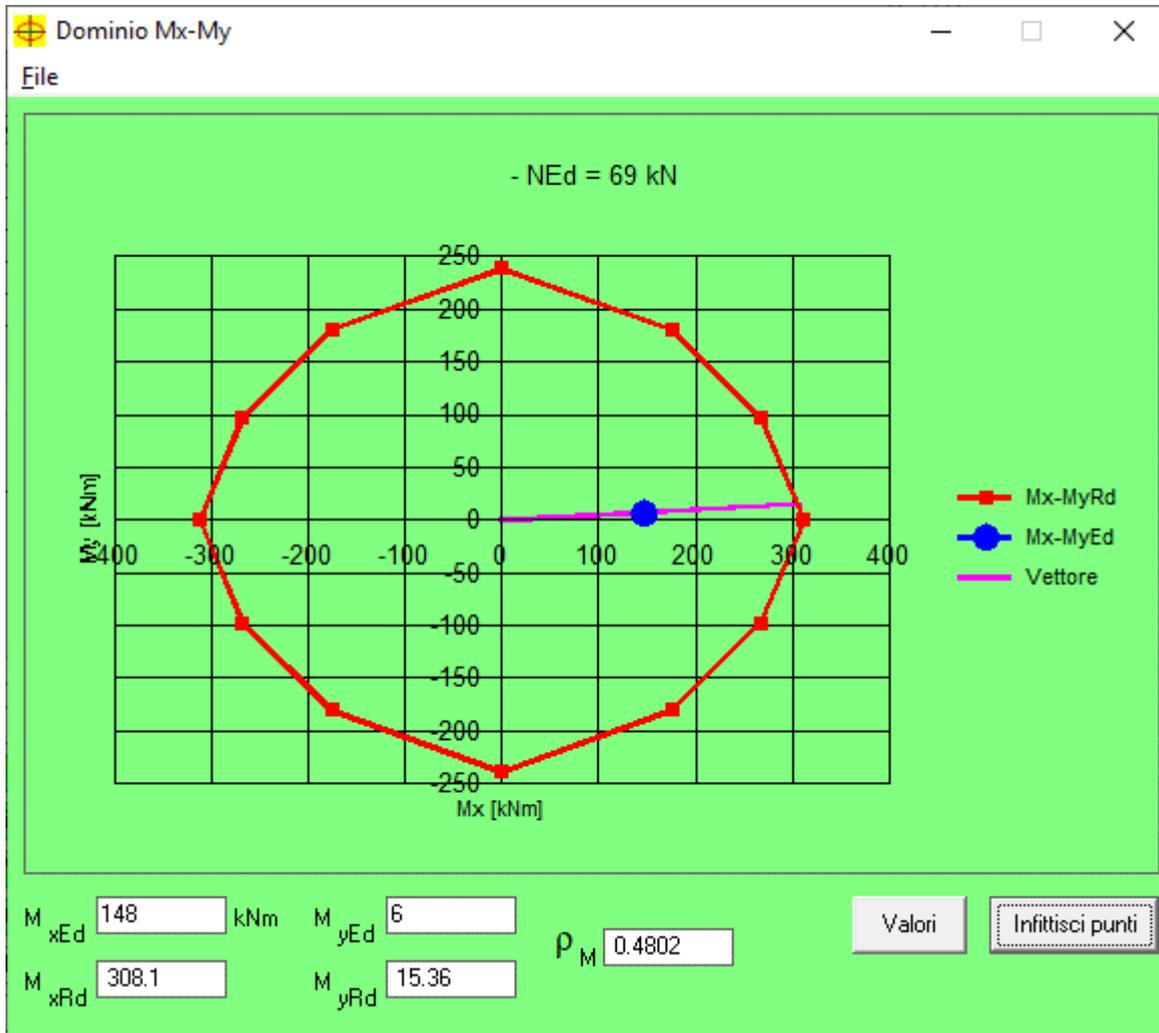
Precompresso

Materials

B450C		C30/37	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="17"/> ‰
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11.5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6933"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.029"/>

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

roM 0.4802
FS 2.08



La verifica è soddisfatta.

2.6.1.2.2 Verifiche a taglio pilastri appartenenti al gruppo 1

Si riporta la verifica a taglio per la sezione di base del pilastro di angolo.

Il taglio sollecitante V_{Ed} utilizzato in verifica è stato definito seguendo il criterio di gerarchia delle resistenze, come specificato in normativa al paragrafo 7.4.4.2.1:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

Dove M^s_{C,Rd} è il momento flettente superiore, Mⁱ_{C,Rd} è il momento flettente inferiore, l_p è la lunghezza del pilastro e γ_{Rd} è un coefficiente pari a 1,1 per CD "B".

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)

classe cls	Rck	37	N/mm ²	Taglio nel pilastro da G.R.		
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²			
	fcd	17		$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$		
coeff. parziale	yc	1.5				
larghezza membratura resistente a V	bw	500	mm	Dir. Trasversale - y (parallela asse debole pilastro)		
altezza membratura resistente a V	H	400	mm			
altezza utile	d	360	mm	l_p	4.8	m
area della sezione	As	180000	mm ²			
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N			
	scp	0.00	N/mm ²	$M_{C,Rd}^s$	238	kNm
	ac	1.00		$M_{C,Rd}^i$	238	kNm
Acciaio	fyk	450	N/mm ²			
Feb44k	fyd	391	N/mm ²	γ_{Rd}	1.1	per CD"B"
diametro staffe (spille)	ϕ_w	10	mm			
Area staffa (spilla)	A ϕ_w	79	mm ²	V_{Ed}	109	kN
0.9 d	z	324	mm			
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm			
	n° bracci	4				
angolo di inclinazione	q	45	°			
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00				
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°			
	cot(a)	0.00				
	Asw / sw	1.57	mm ² /mm			
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	199	kN			
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	705	kN			
taglio sollecitante	VEd	109	kN			
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1				
taglio resistente	VRd	199	kN			
	VEd	<	VRd			
		verifica				

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)

classe cls	Rck	37	N/mm ²	Taglio nel pilastro da G.R.		
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²			
	fcd	17		$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$		
coeff. parziale	yc	1.5				
larghezza membratura resistente a V	bw	400	mm	Dir. Longitudinale - x (parallela asse forte pilastro)		
altezza membratura resistente a V	H	500	mm			
altezza utile	d	450	mm	l_p	4.8	m
area della sezione	As	180000	mm ²			
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N	$M_{C,Rd}^s$	311	kNm
	scp	0.00	N/mm ²	$M_{C,Rd}^i$	311	kNm
	ac	1.00				
Acciaio	fyk	450	N/mm ²	γ_{Rd}	1.1	per CD"B"
Feb44k	fyd	391	N/mm ²			
diametro staffe (spille)	ϕ_w	10	mm	V_{Ed}	143	kN
Area staffa (spilla)	A ϕ_w	79	mm ²			
0.9 d	z	405	mm			
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm			
	n° bracci	4				
angolo di inclinazione	q	45	°			
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00				
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°			
	cot(a)	0.00				
	Asw / sw	1.57	mm ² /mm			
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	249	kN			
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	705	kN			
taglio sollecitante	VEd	143	kN			
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1				
taglio resistente	VRd	249	kN			
	VEd	<	VRd			
		verifica				

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)							
classe cls	Rck	37	N/mm ²	Taglio nel pilastro da G.R.			
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²				
	fcd	17		$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$			
coeff. parziale	yc	1.5					
larghezza membratura resistente a V	bw	500	mm	Dir. Trasversale - y (parallela asse debole pilastro)			
altezza membratura resistente a V	H	400	mm				
altezza utile	d	360	mm	l_p	4.8	m	
area della sezione	As	180000	mm ²				
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N				
	scp	0.00	N/mm ²	$M_{C,Rd}^s$	238	kNm	
	ac	1.00		$M_{C,Rd}^i$	238	kNm	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²	γ_{Rd}	1.1	per CD"B"	
Feb44k	fyd	391	N/mm ²				
diametro staffe (spille)	ϕ_w	10	mm	V_{Ed}	109	kN	
Area staffa (spilla)	A ϕ_w	79	mm ²				
0.9 d	z	324	mm				
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm				
	n° bracci	4					
angolo di inclinazione	q	45	°				
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00					
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°				
	cot(a)	0.00					
	Asw / sw	1.57	mm ² /mm				
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	199	kN				
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	705	kN				
taglio sollecitante	VEd	109	kN				
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1					
taglio resistente	VRd	199	kN				
	VEd	<	VRd				
		verifica					

La verifica è soddisfatta.

2.6.1.3 Verifiche pilastri appartenenti al gruppo 2

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime SLU e SLV e le verifiche a pressoflessione e taglio dei pilastri appartenenti al Gruppo 2

SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	5	5.3	COMBO_SLU4	0	-247	35	0	0	0	-96
<i>max</i>	V2	9	5.3	COMBO_SLU1	0	-270	36	0	0	0	-112
<i>max</i>	V3	4	0.5	COMBO_SLU1	0	-310	-41	1	0	1	-55
<i>max</i>	T	3	0.5	COMBO_SLU3	0	-289	10	1	0	1	12
<i>max</i>	M2	16	5.3	COMBO_SLU1	0	-279	-34	-1	0	2	124
<i>max</i>	M3	10	5.3	COMBO_SLU1	0	-274	-34	0	0	0	127
SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	4	0.5	COMBO_SLU1	0	-310	-41	1	0	1	-55
<i>min</i>	V2	10	0.5	COMBO_SLU3	0	-292	-45	0	0	0	-62
<i>min</i>	V3	16	0.5	COMBO_SLU1	0	-310	-41	-1	0	-1	-55
<i>min</i>	T	3	0.5	COMBO_SLU2	0	-297	19	1	0	1	24
<i>min</i>	M2	4	5.3	COMBO_SLU1	0	-279	-34	1	0	-2	124
<i>min</i>	M3	9	5.3	COMBO_SLU1	0	-270	36	0	0	0	-112

Tabella 13 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLU

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	6	5.3	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-156	9	8	1	27	138
<i>max</i>	V2	3	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-188	54	12	1	28	105
<i>max</i>	V3	3	0.5	COMBO_SLV_sisma_X	Max	-199	32	33	0	80	53
<i>max</i>	T	3	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-188	54	12	1	28	105
<i>max</i>	M2	16	5.3	COMBO_SLV_sisma_X	Max	-175	-15	31	0	81	102
<i>max</i>	M3	16	5.3	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	-164	2	7	1	29	155
SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	3	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	-229	-2	-7	1	-18	-28
<i>min</i>	V2	16	0.5	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	-228	-54	-12	1	-28	-105
<i>min</i>	V3	16	0.5	COMBO_SLV_sisma_X	Min	-214	-32	-33	0	-80	-53
<i>min</i>	T	3	0.5	COMBO_SLV_sisma_X	Min	-214	15	-31	0	-74	13
<i>min</i>	M2	3	5.3	COMBO_SLV_sisma_X	Min	-190	15	-31	0	-81	-102
<i>min</i>	M3	3	5.3	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	-204	-2	-7	1	-29	-155

Tabella 14 – Sollecitazioni massime nei pilastri in combinazione SLV (q=2.8)

Si esegue la verifica a pressoflessione per le condizioni più severe riportate nella precedente tabella, cioè la sezione di base in combinazione SLV.

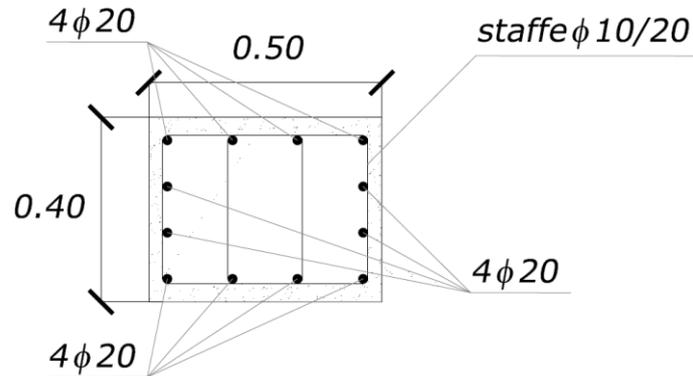
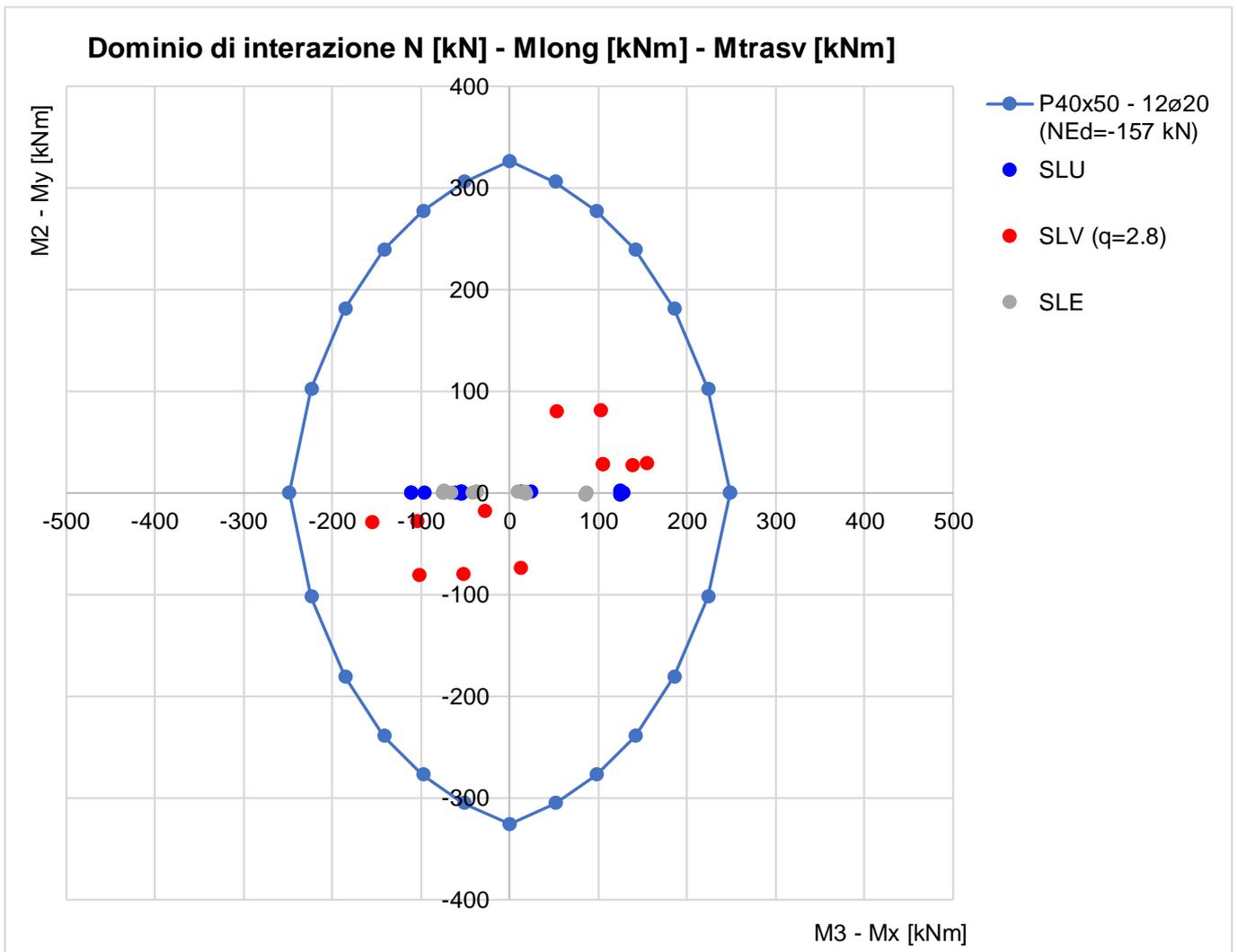


Figura 31 - Sezione di base delle pilestrate del gruppo 2



COMBO_SLV_sisma_Y

Verifica C.A. S.L.U. - File: P50x40_16fi20_SLV_SLV

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

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	50	0
3	50	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5	5
2	3.14	5	15
3	3.14	5	25
4	3.14	5	35
5	3.14	18	5
6	3.14	18	35

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}

τ_{cl}

M_{xRd} kN m

M_{yRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

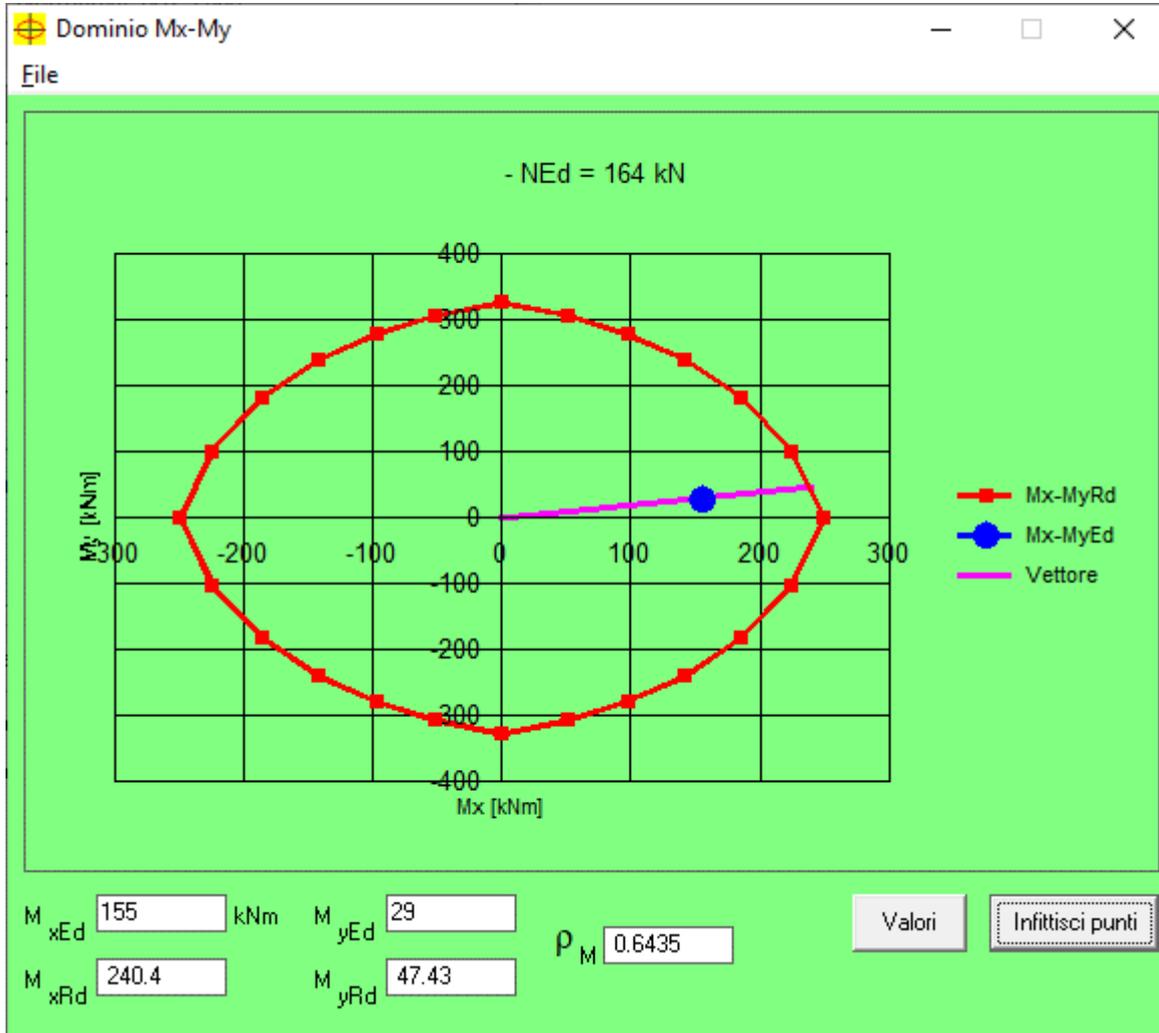
d cm

x x/d

δ

roM 0.6435

FS 1.55



2.6.1.3.1 Verifiche a taglio pilastri appartenenti al gruppo 2

Il taglio sollecitante V_{Ed} utilizzato in verifica è stato definito seguendo il criterio di gerarchia delle resistenze, come specificato in normativa al paragrafo 7.4.4.2.1:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

Dove $M_{C,Rd}^s$ è il momento flettente del pilastro superiore, $M_{C,Rd}^i$ è il momento flettente del pilastro inferiore, l_p è la lunghezza del pilastro e γ_{Rd} è un coefficiente pari a 1,1 per CD "B".

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)

classe cls	Rck	37	N/mm ²				
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²				
	fcd	17					
coeff. parziale	yc	1.5					
larghezza membratura resistente a V	bw	400	mm				
altezza membratura resistente a V	H	500	mm				
altezza utile	d	450	mm				
area della sezione	As	180000	mm ²				
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N				
	scp	0.00	N/mm ²				
	ac	1.00					
Acciaio	fyk	450	N/mm ²				
Feb44k	fyd	391	N/mm ²				
diametro staffe (spille)	øw	10	mm				
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²				
0.9 d	z	405	mm				
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm				
	n° bracci	4					
angolo di inclinazione	q	45	°				
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00					
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°				
	cot(a)	0.00					
	Asw / sw	1.57	mm ² /mm				
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	249	kN				
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	705	kN				
taglio sollecitante	VEd	150	kN				
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1					
taglio resistente	VRd	249	kN				
	VEd	<	VRd				
		verifica					

Taglio nel pilastro da G.R.			
$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$			
Dir. Longitudinale - x (parallela asse forte pilastro)			
l _p	4.8	m	
M ^s _{C,Rd}	326	kNm	
M ⁱ _{C,Rd}	326	kNm	
γ _{Rd}	1.1	per CD"B"	
V _{Ed}	150	kN	

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)			
classe cls	Rck	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²
	fcd	17	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	500	mm
altezza membratura resistente a V	H	400	mm
altezza utile	d	360	mm
area della sezione	As	180000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	scp	0.00	N/mm ²
	ac	1.00	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²
Feb44k	fyd	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	øw	10	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²
0.9 d	z	324	mm
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	q	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°
	cot(a)	0.00	
	Asw / sw	1.57	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	199	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	705	kN
taglio sollecitante	VEd	114	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ _{Rd}	1	
taglio resistente	VRd	199	kN
	VEd	<	VRd
		verifica	

Taglio nel pilastro da G.R.			
$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$			
Dir. Trasversale - y (parallela asse debole pilastro)			
l _p	4.8	m	
M ^s _{C,Rd}	249	kNm	
M ⁱ _{C,Rd}	249	kNm	
γ _{Rd}	1.1	per CD"B"	
V _{Ed}	114	kN	

La verifica è soddisfatta.

2.6.2 Travi

Di seguito vengono riportate le verifiche a flessione e a taglio delle travi. Le verifiche verranno svolte seguendo i seguenti gruppi di verifica:

- gruppo 1: travi esterne trasversali (frame 39, 48)
- gruppo 2: travi esterne longitudinali (frame 21 - 29, 30 - 38)
- gruppo 3: travi interne trasversali (frame 40 – 47)

2.6.2.1.1 Verifiche a flessione travi appartenenti al gruppo 1 – esterne trasversali

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime SLU e SLV e le verifiche a flessione e taglio delle travi del Gruppo 1.

SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
max	V2	39	7.2	COMBO_SLU1	0	0	105	0	0	0	-105
max	V3	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
max	T	48	0.0	COMBO_SLU3	0	0	-91	0	0	0	-73
max	M2	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
max	M3	39	3.6	COMBO_SLU1	0	0	3	0	0	0	90

SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
min	V2	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
min	V3	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
min	T	39	0.0	COMBO_SLU3	0	0	-91	0	0	0	-73
min	M2	39	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-100	0	0	0	-85
min	M3	39	7.2	COMBO_SLU3	0	0	100	0	0	0	-105

Tabella 15 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLU

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-64	0	0	0	-50
max	V2	48	7.2	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	89	0	0	0	-14
max	V3	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-64	0	0	0	-50
max	T	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-64	0	0	0	-50
max	M2	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-64	0	0	0	-50
max	M3	39	3.6	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	3	0	0	0	59

SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-64	0	0	0	-50
min	V2	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-89	0	0	0	-140
min	V3	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Min	0	-75	0	0	0	-89
min	T	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-89	0	0	0	-140
min	M2	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Min	0	-75	0	0	0	-89
min	M3	39	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-89	0	0	0	-140

Tabella 16 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLV (q=2.8)

Dimensioni trave: 30x50

Armatura in appoggio:

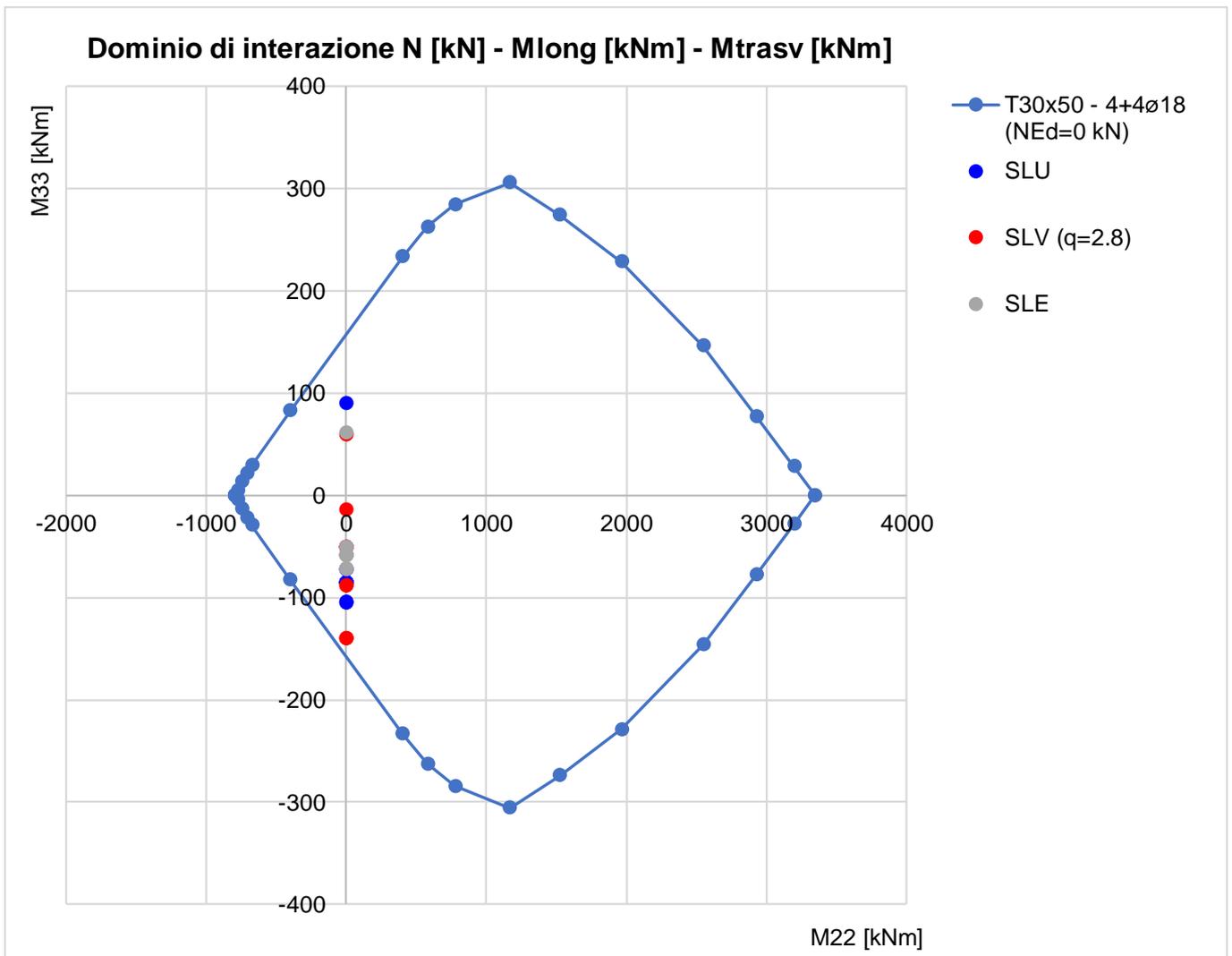
Armatura superiore 4 ϕ 18

Armatura inferiore 4 ϕ 18

Armatura in campata:

Armatura superiore 4 ϕ 18

Armatura inferiore 4 ϕ 18



COMBO_SLU1 (momento positivo in mezzeria)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi18_SLV_SLU

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

Titolo :

N* figure elementari 1 Zoom N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10.18	6
2	10.18	44

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	90	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

M_{xRd} 160.3 kN m

σ_c -17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 18.32 ‰

d 44 cm

x 7.057 x/d 0.1604

δ 0.7

MEd	90	kNm
MRd	160.3	kNm
FS	1.78	

COMBO_SLV_sisma_Y (momento negativo all'estremità)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi18_SLV_SLU

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	10.18	6
			2	10.18	44

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{cl}	2.029

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 18.32 ‰
d 44 cm
x 7.057 x/d 0.1604
δ 0.7

MEd	-140 kNm
MRd	-160.3 kNm
FS	1.15

La verifica è soddisfatta.

2.6.2.1.2 Verifiche a taglio travi appartenenti al gruppo 1 – esterne trasversali

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)			
classe cls	Rck	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²
	fcd	17	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	400	mm
altezza membratura resistente a V	H	600	mm
altezza utile	d	540	mm
area della sezione	As	216000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	scp	0.00	N/mm ²
	ac	1.00	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²
Feb44k	fyd	391	N/mm ²
diámetro staffe (spille)	øw	10	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²
0.9 d	z	486	mm
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	q	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°
	cot(a)	0.00	
	Asw / sw	0.79	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	149	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	846	kN
taglio sollecitante	VEd	105	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γRd	1	
taglio resistente	VRd	149	kN
	VEd	<	VRd
		verifica	

La verifica è soddisfatta.

2.6.2.1.3 Verifiche a flessione travi appartenenti al gruppo 2 – esterne longitudinali

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime SLU e SLV e le verifiche a flessione e taglio delle travi del Gruppo 2.

SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	21	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-33	0	-6	0	-15
max	V2	30	4.8	COMBO_SLU1	0	0	41	0	7	0	-34
max	V3	21	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-33	0	-6	0	-15
max	T	30	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-33	0	7	0	-15
max	M2	22	4.8	COMBO_SLU3	0	0	36	0	0	0	-28
max	M3	21	2.4	COMBO_SLU1	0	0	4	0	-6	0	20

SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	21	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-33	0	-6	0	-15
min	V2	37	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-41	0	-7	0	-34
min	V3	22	0.0	COMBO_SLU3	0	0	-37	0	0	0	-31
min	T	37	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-41	0	-7	0	-34
min	M2	24	0.0	COMBO_SLU3	0	0	-36	0	0	0	-29
min	M3	30	4.8	COMBO_SLU1	0	0	41	0	7	0	-34

Tabella 17 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLU

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	21	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-4	0	-4	0	36
max	V2	21	4.8	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	45	0	-4	0	17
max	V3	27	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-18	0	0	0	-6
max	T	28	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-21	0	6	0	-8
max	M2	22	4.8	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	29	0	0	0	-10
max	M3	21	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-4	0	-4	0	36

SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	21	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-4	0	-4	0	36
min	V2	37	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Min	0	-45	0	-5	0	-63
min	V3	22	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-28	0	0	0	-30
min	T	21	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-26	0	-8	0	-20
min	M2	27	4.8	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	21	0	0	0	-34
min	M3	21	4.8	COMBO_SLV_sisma_X	Min	0	10	0	-5	0	-63

Tabella 18 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLV (q=2.8)

Dimensioni trave: 30x50

Armatura in appoggio:

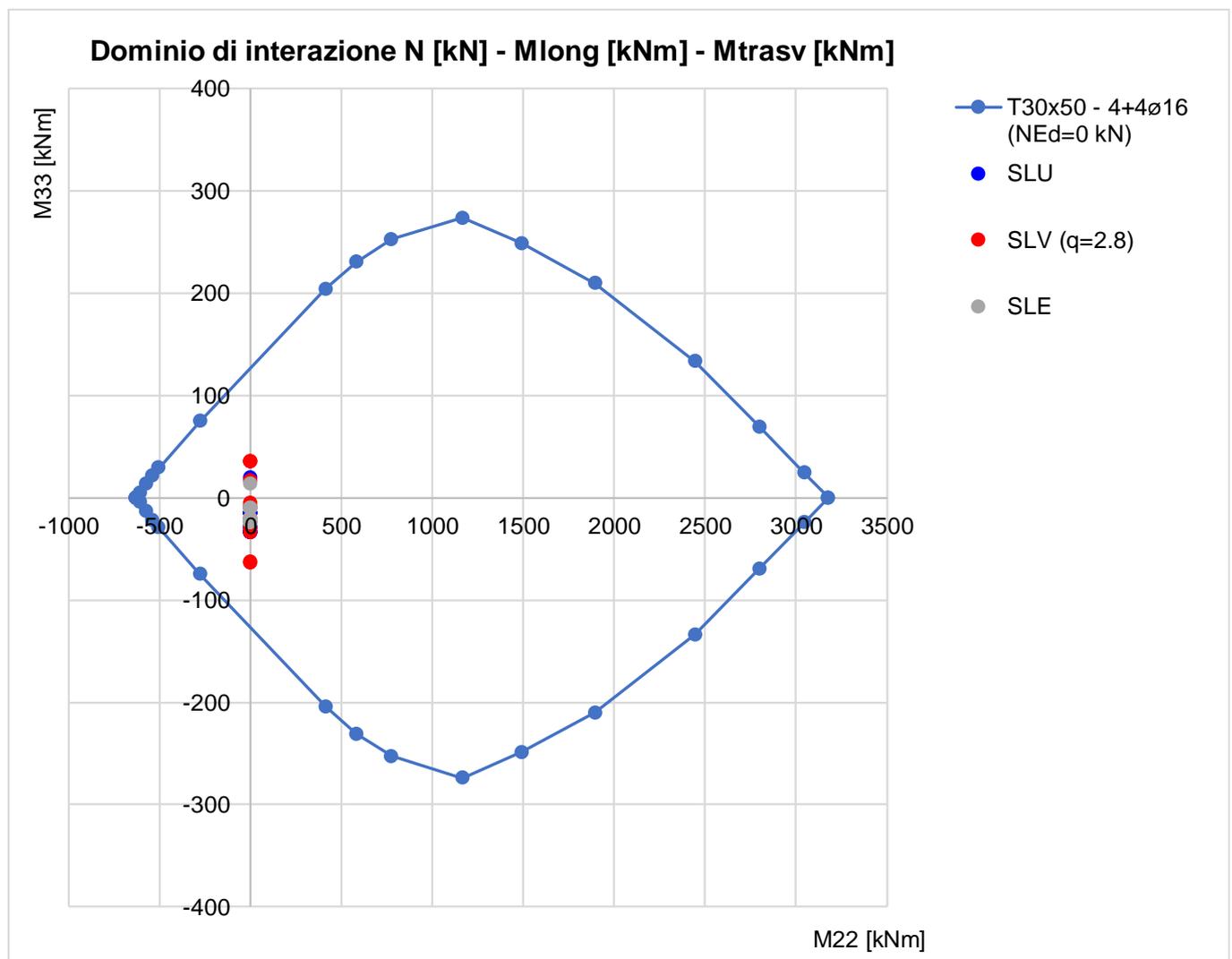
Armatura superiore 4 ϕ 16

Armatura inferiore 4 ϕ 16

Armatura in campata:

Armatura superiore 4 ϕ 16

Armatura inferiore 4 ϕ 16



COMBO_SLU1 (momento positivo in mezzeria)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi16_SLU_SLV

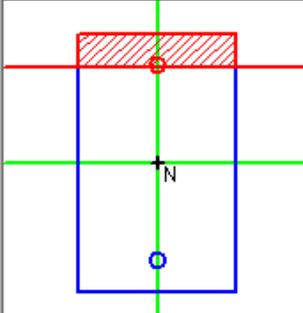
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	8.04	6
			2	8.04	44

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

MEd	34 kNm
MRd	128.4 kNm
FS	3.78

COMBO_SLV_sisma_X (momento negativo all'estremità)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi16_SLU_SLV

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

Titolo : _____

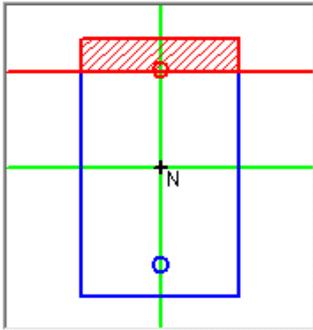
N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	6
2	8.04	44

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="-62"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="17"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11.5"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6933"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2.029"/>

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

MEd	-63 kNm
MRd	-128.4 kNm
FS	2.04

2.6.2.1.4 Verifiche a taglio travi appartenenti al gruppo 2 – esterne longitudinali

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)			
classe cls	Rck	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²
	fcd	17	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	300	mm
altezza membratura resistente a V	H	500	mm
altezza utile	d	450	mm
area della sezione	As	135000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	scp	0.00	N/mm ²
	ac	1.00	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²
Feb44k	fyd	391	N/mm ²
diámetro staffe (spille)	øw	10	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²
0.9 d	z	405	mm
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	q	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°
	cot(a)	0.00	
	Asw / sw	0.79	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	124	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	529	kN
taglio sollecitante	VEd	45	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	VRd	1	
taglio resistente	VRd	124	kN
	VEd	<	VRd
		verifica	

La verifica è soddisfatta.

2.6.2.1.5 Verifiche a flessione travi appartenenti al gruppo 3 – interne trasversali

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime SLU e SLV e le verifiche a flessione e taglio delle travi del Gruppo 3.

SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	40	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-114
max	V2	40	7.2	COMBO_SLU1	0	0	201	0	0	0	-131
max	V3	40	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-114
max	T	46	0.0	COMBO_SLU3	0	0	-181	0	0	0	-101
max	M2	40	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-114
max	M3	43	3.6	COMBO_SLU1	0	0	-1	0	0	0	237

SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	40	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-114
min	V2	42	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-112
min	V3	40	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-114
min	T	40	0.0	COMBO_SLU3	0	0	-181	0	0	0	-101
min	M2	40	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-196	0	0	0	-114
min	M3	40	7.2	COMBO_SLU1	0	0	201	0	0	0	-131

Tabella 19 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLU

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	43	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-110	0	0	0	-9
max	V2	46	7.2	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	153	0	0	0	-21
max	V3	43	3.6	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	4	0	0	0	156
max	T	40	0.0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-125	0	0	0	-64
max	M2	43	7.2	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	135	0	0	0	-57
max	M3	43	3.6	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	19	0	0	0	157

SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	43	3.6	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-20	0	0	0	154
min	V2	40	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-153	0	0	0	-162
min	V3	43	3.6	COMBO_SLV_sisma_X	Min	0	-7	0	0	0	155
min	T	41	0.0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-151	0	0	0	-154
min	M2	43	7.2	COMBO_SLV_sisma_X	Min	0	124	0	0	0	-98
min	M3	46	7.2	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	113	0	0	0	-162

Tabella 20 – Sollecitazioni massime nelle travi in combinazione SLV (q=2.8)

Dimensioni trave: 40x60

Armatura in appoggio:

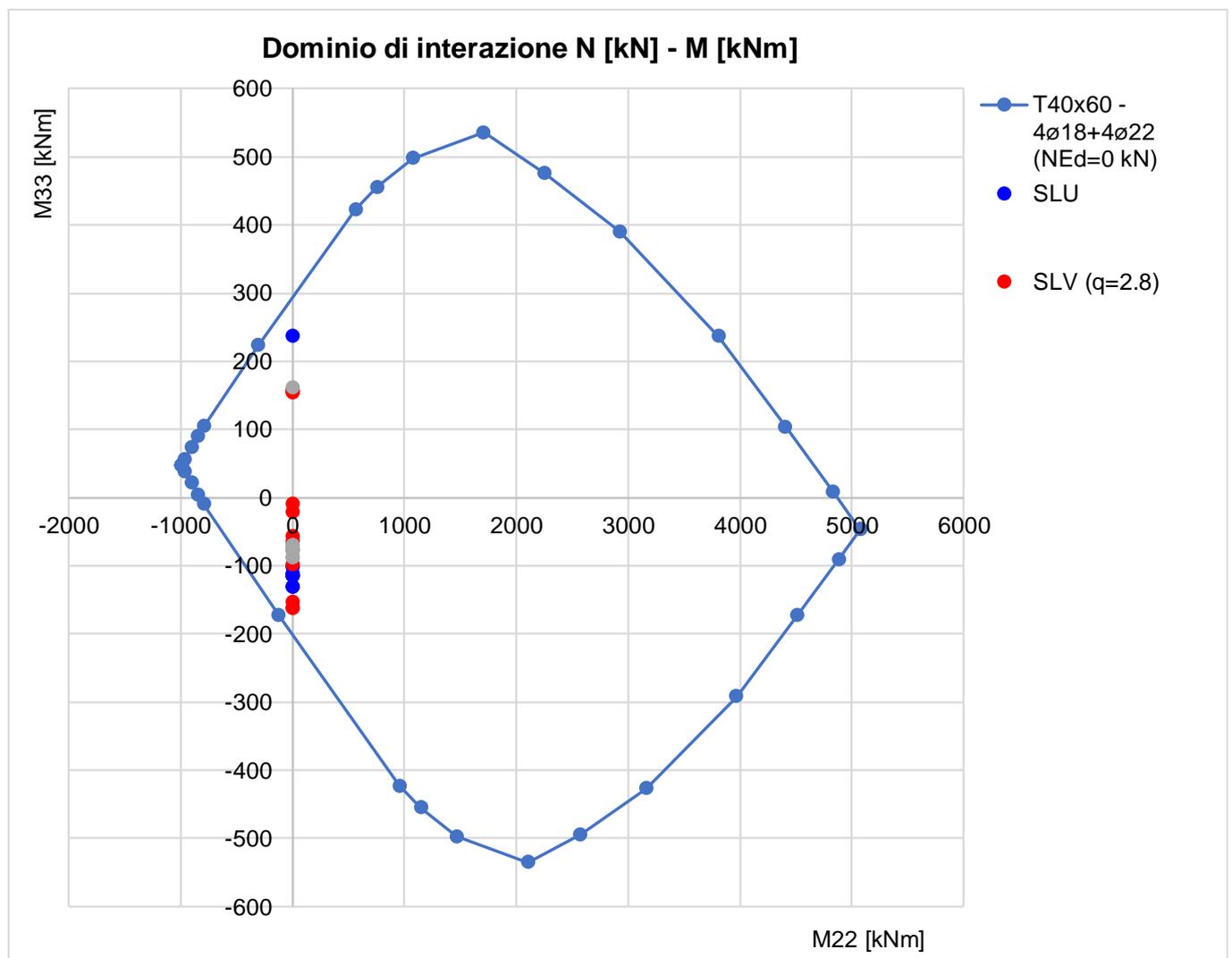
Armatura superiore 4 ϕ 18

Armatura inferiore 4 ϕ 22

Armatura in campata:

Armatura superiore 4 ϕ 18

Armatura inferiore 4 ϕ 22



COMBO_SLU1 (momento positivo in mezzzeria)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T40x60_4+4fi22_dom

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

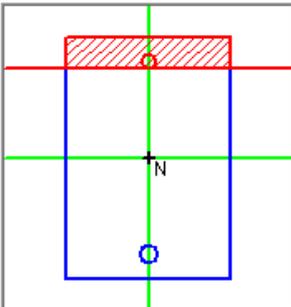
Titolo :

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	40	60	1	10.18	6
			2	15.21	54

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C **C30/37**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c ‰ f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{cl} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

MEd	237	kNm
MRd	297.5	kNm
FS	1.26	

COMBO_SLV_sisma_Y (momento negativo all'estremità)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T40x60_4+4fi22_SLU_SLV

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	60	1	10.18	6
			2	15.21	54

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

x x/d
 δ

MEd	-162	kNm
MRd	-202.9	kNm
FS	1.25	

La verifica è soddisfatta.

2.6.2.1.6 Verifiche a taglio travi appartenenti al gruppo 3 – interne trasversali

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)			
classe cls	Rck	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²
	fcd	17	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	400	mm
altezza membratura resistente a V	H	600	mm
altezza utile	d	540	mm
area della sezione	As	216000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	scp	0.00	N/mm ²
	ac	1.00	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²
Feb44k	fyd	391	N/mm ²
diámetro staffe (spille)	øw	10	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²
0.9 d	z	486	mm
passo delle staffe (spille)	sw	125	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	q	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°
	cot(a)	0.00	
	Asw / sw	1.26	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	239	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	846	kN
taglio sollecitante	VEd	201	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	VRd	1	
taglio resistente	VRd	239	kN
	VEd	<	VRd
		verifica	

La verifica è soddisfatta.

2.6.3 Rispetto delle limitazioni dei minimi geometrici e di armatura da normativa

Si riportano i controlli eseguiti sulla geometria e sui minimi di armatura longitudinale e trasversale degli elementi strutturali, come richiesto da normativa al paragrafo 7.4.6.1 e 7.4.6.2.

2.6.3.1 Limitazioni geometriche travi

La normativa prevede le seguenti limitazioni geometriche:

- Larghezza trave $b \geq 20$ cm
- Rapporto $b/h \geq 0.25$
- Estensione zone critiche per $CD''B'' = 1.5 * h$ misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro

Gruppo travi	travi	b [m]	h [m]	b/h>0.25	Estensione zona critica
1	esterne trasversali	0.3	0.5	0.60	0.5
2	esterne longitudinali	0.3	0.5	0.60	0.5
3	interne trasversali	0.4	0.6	0.67	0.6

Tabella 21 – Limitazioni geometriche delle travi

2.6.3.2 Limitazioni minimi di armatura travi

Armatura longitudinale

Si devono inserire almeno due barre di diametro non inferiore a 14mm sia superiormente che inferiormente su tutta la lunghezza della trave. Il rapporto geometrico ρ dell'armatura tesa deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

Nelle zone critiche inoltre $\rho_{comp} \geq \frac{1}{2} \rho$ e comunque $\geq 0.25 \rho$.

	mezzeria		appoggio	
	armatura long inferiore (tesa)	armatura long superiore (compressa)	armatura long inferiore (compressa)	armatura long superiore (tesa)
1 - esterne trasversali	1016 mm ²	1016 mm ²	1016 mm ²	1016 mm ²
2 - esterne longitudinali	804 mm ²	804 mm ²	804 mm ²	804 mm ²
3 - interne trasversali	1520 mm ²	1016 mm ²	1520 mm ²	1016 mm ²

Tabella 22 – Armature longitudinali delle travi

gruppo	limitazioni armatura longitudinale travi		
	ρ min	ρ max mezzeria	ρ max appoggio
1 - esterne trasversali	0.31%	1.46%	1.46%
2 - esterne longitudinali	0.31%	1.31%	1.31%
3 - interne trasversali	0.31%	1.20%	1.41%

Tabella 23 – Limitazioni armature longitudinali delle travi

gruppo	mezzeria		appoggio	
	ρ tesa	ρ compressa	ρ tesa	ρ compressa
1 - esterne trasversali	0.68%	0.68%	0.68%	0.68%
2 - esterne longitudinali	0.54%	0.54%	0.54%	0.54%
3 - interne trasversali	0.63%	0.42%	0.42%	0.63%

Tabella 24 – Rapporti di armatura delle travi

Armatura trasversale

Per ogni gruppo di trave si inseriscono staffe di diametro 10 mm con passo 200 mm, tranne nelle zone critiche in cui si inseriscono staffe ϕ 10 a passo 120 mm.

2.6.3.3 Limitazioni geometriche pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

La lunghezza della zona critica è la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

pilastri	bx	by	h libera pilastro	Dimensione minima > 0.25m	estensione zone critiche
Gruppo 1	0.4	0.5	3.7	0.4	0.62
Gruppo 2	0.5	0.4	3.7	0.4	0.62

Tabella 25 – Limitazioni geometriche dei pilastri

2.6.3.4 Limitazioni minimi di armatura pilastri

Armatura longitudinale

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

pilastri	armatura longitudinale	A long [mm ²]	ρ
Gruppo 1	4+4+4 ϕ 20	3768	1.9%
Gruppo 2	4+4+4 ϕ 24	3768	1.9%

Tabella 26 – Rapporti di armatura dei pilastri

Armatura trasversale

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Per ogni gruppo di pilastri si inseriscono staffe di diametro 10 mm con passo 200 mm, tranne nelle zone critiche in cui si inseriscono staffe ϕ 10 a passo 120 mm.

Si ottiene:

$$A_{st}/s = 1.31 > 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} = 1.22$$

2.6.4 Gerarchia delle resistenze

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Dove:

$\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B";

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

	pilastri	$\sum M_{C,Rd} / \sum M_{b,Rd}$	γ_{Rd}
Gruppo 1	Direzione x	1.85	1.1
	Direzione y	1.94	1.1
Gruppo 2	Direzione x	2.54	1.1
	Direzione y	1.23	1.1

Tabella 27 – Rapporti di sovreresistenza dei pilastri

Inoltre, come già accennato nei paragrafi precedenti, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla

condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro.

2.7 Verifiche a fessurazione - SLE

Si riportano le verifiche a fessurazione condotte sulle travi più sollecitate per la combinazione di carico SLE_rara.

2.7.1 Pilastri

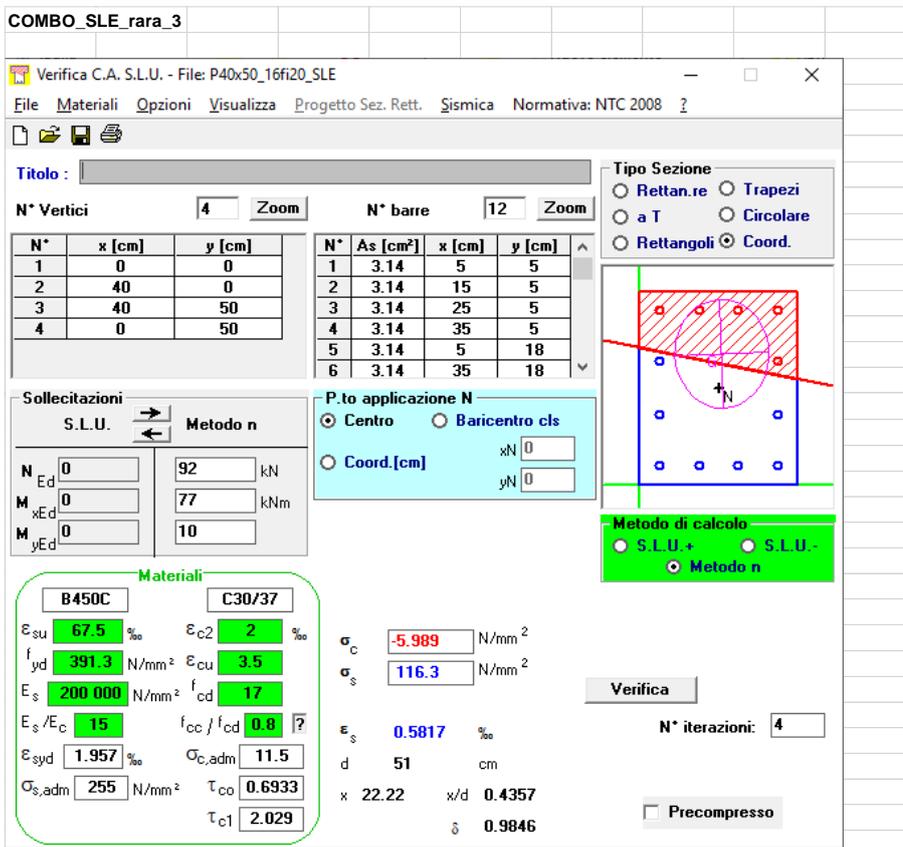
2.7.1.1 Pilastri di angolo – gruppo 1

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	1	5.3	COMBO_SLE_rara_4	0	-84	15	-3	0	10	-52
max	V2	1	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-92	18	-3	0	10	-62
max	V3	19	0.5	COMBO_SLE_rara_1	0	-116	13	3	0	4	12
max	T	1	0.5	COMBO_SLE_rara_3	0	-111	8	-3	0	-4	3
max	M2	1	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-92	18	-3	0	10	-62
max	M3	2	5.3	COMBO_SLE_rara_3	0	-92	-23	-3	0	10	77

SLE	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	2	0.5	COMBO_SLE_rara_1	0	-119	-24	-3	0	-4	-36
min	V2	2	0.5	COMBO_SLE_rara_3	0	-117	-27	-3	0	-4	-42
min	V3	1	0.5	COMBO_SLE_rara_1	0	-116	13	-3	0	-4	12
min	T	1	0.5	COMBO_SLE_rara_2	0	-113	12	-3	0	-4	12
min	M2	19	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-92	18	3	0	-10	-62
min	M3	1	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-92	18	-3	0	10	-62

Tabella 28 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_3



Verifica C.A. S.L.U. - File: P40x50_16fi20_SLE

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

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	50
4	0	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5	5
2	3.14	15	5
3	3.14	25	5
4	3.14	35	5
5	3.14	5	18
6	3.14	35	18

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

92 kN
77 kNm
10

Materiali: B450C C30/37

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 17 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11.5 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
τ_{c1}: 2.029

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

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

σ_c: -5.989 N/mm²
σ_s: 116.3 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

ε_s: 0.5817 ‰
d: 51 cm
x: 22.22 x/d: 0.4357
δ: 0.9846

Rck	37	MPa					
fck	30.71	MPa					
fyk	450	MPa					
σ_c	-6	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO
σ_s	116	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO
							1
x	222.2	mm					

INPUT			OUTPUT		
R _{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cls		
h	500	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.38E-04	-
b	400		distanza max fessure		
c ₁	60	mm	S _{r,max}	322	mm
ϕ_1	20	mm	ampiezza fessure:		
n ₁	4.0		w _k	0.109	mm
d	440	mm	w _{lim}	0.300	mm
b _{eff}	93	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
σ_{s_max1}	116	Mpa			
σ_{s_max2}		Mpa			
h _{c,eff}	150.0	mm			
A _{c,eff}	14000	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.022				
k _t	0.6				
k ₁	0.8				
k ₂	0.5				
k ₃	3.4				
k ₄	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

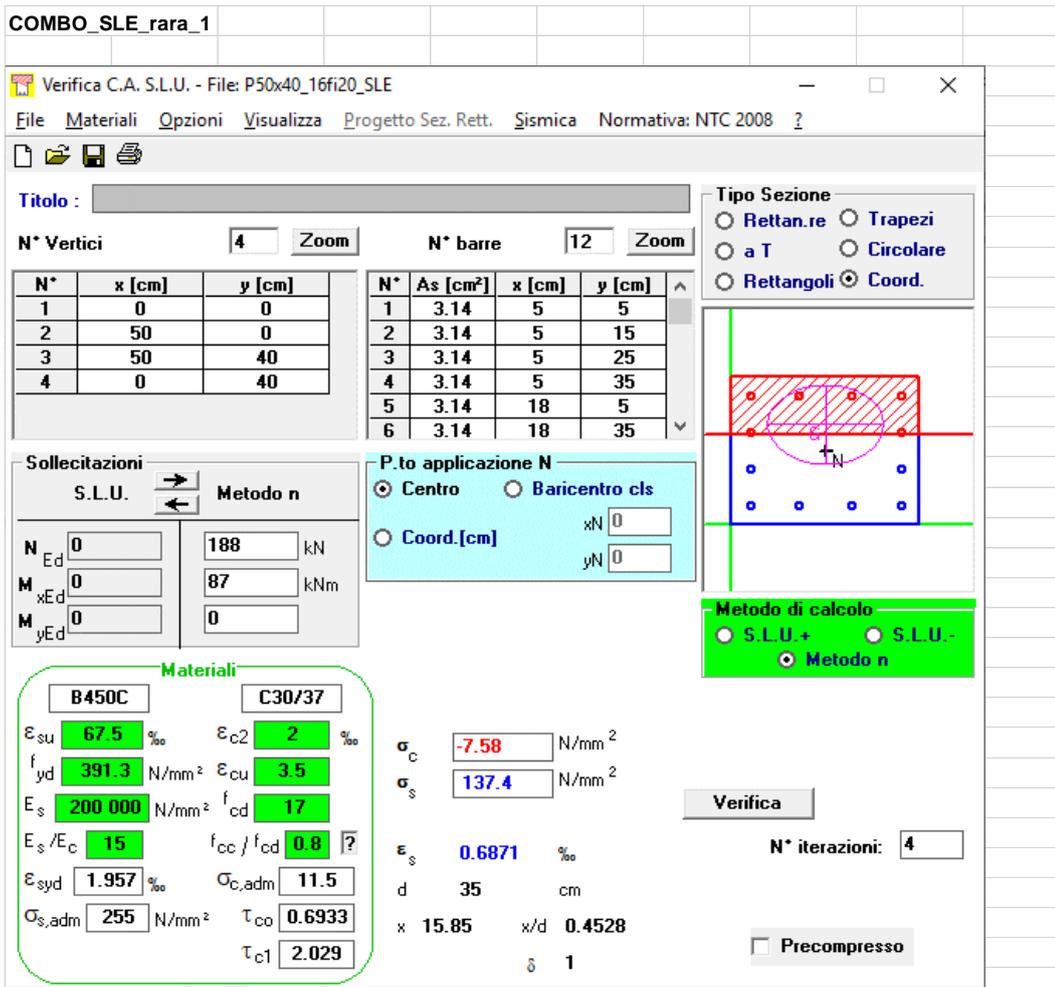
2.7.1.2 Pilastri di parete – gruppo 2

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	5	5.3	COMBO_SLE_rara_4	0	-171	24	0	0	0	-66
max	V2	9	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-185	25	0	0	0	-76
max	V3	4	0.5	COMBO_SLE_rara_1	0	-216	-28	0	0	1	-37
max	T	3	0.5	COMBO_SLE_rara_3	0	-204	8	0	0	1	9
max	M2	15	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-188	24	0	0	2	-74
max	M3	10	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-188	-23	0	0	0	87

SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	4	0.5	COMBO_SLE_rara_1	0	-216	-28	0	0	1	-37
min	V2	10	0.5	COMBO_SLE_rara_3	0	-206	-31	0	0	0	-42
min	V3	15	0.5	COMBO_SLE_rara_1	0	-213	14	0	0	-1	18
min	T	3	0.5	COMBO_SLE_rara_2	0	-207	13	0	0	1	17
min	M2	4	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-191	-23	0	0	-2	85
min	M3	9	5.3	COMBO_SLE_rara_1	0	-185	25	0	0	0	-76

Tabella 29 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_1



Verifica C.A. S.L.U. - File: P50x40_16fi20_SLE

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

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	50	0
3	50	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5	5
2	3.14	5	15
3	3.14	5	25
4	3.14	5	35
5	3.14	18	5
6	3.14	18	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 188 kN
M_{xEd} 0 87 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -7.58 N/mm²
 σ_s 137.4 N/mm²
 ε_s 0.6871 ‰
 d 35 cm
 x 15.85 x/d 0.4528
 δ 1

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Rck	37	MPa					
fck	30.71	MPa					
fyk	450	MPa					
σ_c	-7.6	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO
σ_s	137.4	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO
							1
x	158.5	mm					

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cls		
h	400	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.00E-04	-
b	500		distanza max fessure		
c_1	60	mm	$s_{r,max}$	353	mm
ϕ_1	20	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.141	mm
d	340	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	127	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	137.4	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	133.3	mm			
$A_{c,eff}$	16889	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.019				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

2.7.2 Travi

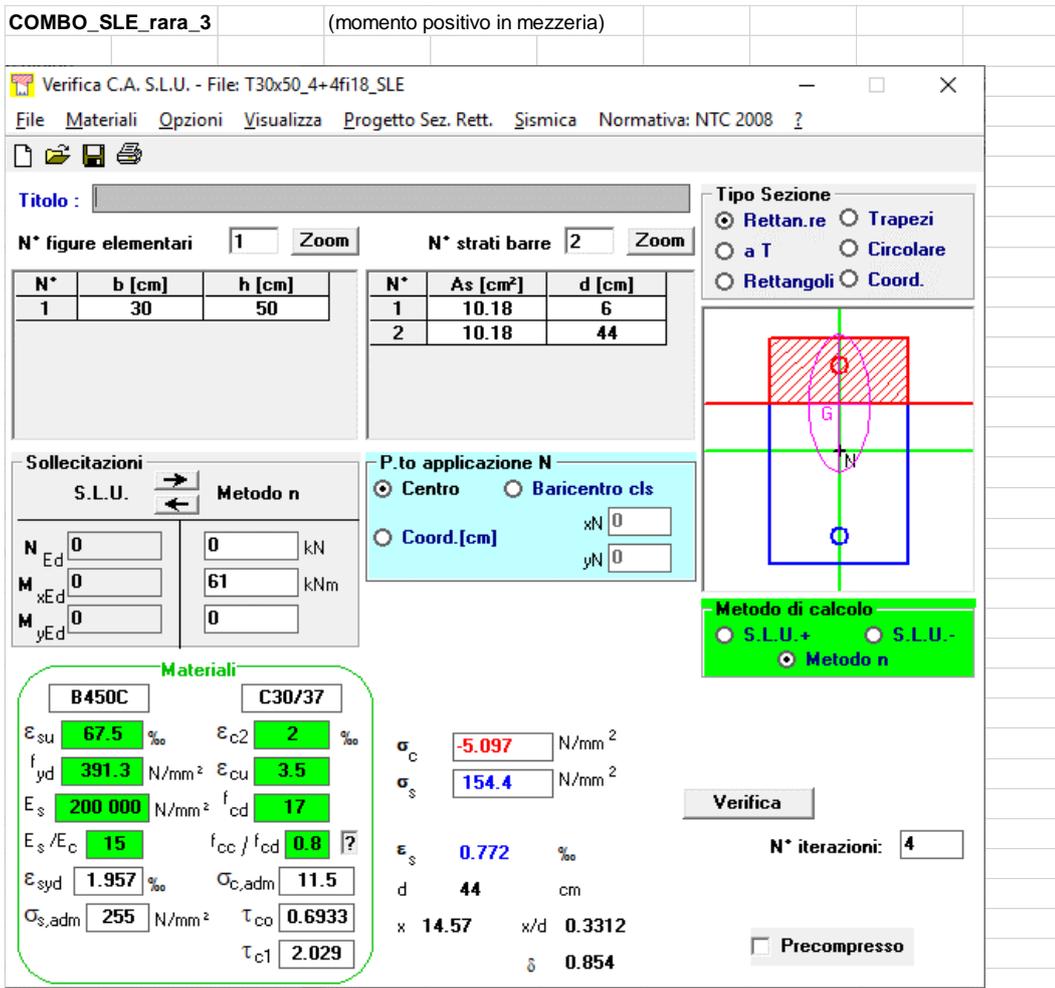
2.7.2.1 Travi esterne trasversali - gruppo 1

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
max	V2	39	7.2	COMBO_SLE_rara_1	0	0	72	0	0	0	-71
max	V3	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
max	T	48	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-64	0	0	0	-51
max	M2	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
max	M3	39	3.6	COMBO_SLE_rara_1	0	0	2	0	0	0	61

SLE	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
min	V2	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
min	V3	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
min	T	39	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-64	0	0	0	-51
min	M2	39	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-68	0	0	0	-59
min	M3	39	7.2	COMBO_SLE_rara_3	0	0	70	0	0	0	-73

Tabella 30 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_3 (momento positivo in mezzeria)



Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi18_SLE

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

Titolo: []

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	10.18	6
			2	10.18	44

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -5.097 N/mm²
 σ_s 154.4 N/mm²
 ε_s 0.772 ‰
 d 44 cm
 x 14.57 x/d 0.3312
 δ 0.854

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Fabbricato tecnologico FA02 al km 35+900
Relazione di calcolo fabbricato tecnologico FA02

COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A	FOGLIO 81 di 130
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Rck	37	MPa					
fck	30.71	MPa					
fyk	450	MPa					
σ_c	-5.1	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO
σ_s	154.4	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO
							1
x	145.7	mm					

INPUT			OUTPUT		
R _{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cla		
h	500	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.50E-04	-
b	300		distanza max fessure		
c ₁	59	mm	S _{r,max}	278	mm
ϕ_1	18	mm	ampiezza fessure:		
n ₁	4.0		w _k	0.125	mm
d	441	mm	w _{lim}	0.300	mm
b _{eff}	61	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
σ_{s_max1}	154.4	Mpa			
σ_{s_max2}		Mpa			
h _{c,eff}	147.5	mm			
A _{c,eff}	8948	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.028				
k _t	0.6				
k ₁	0.8				
k ₂	0.5				
k ₃	3.4				
k ₄	0.425				

COMBO_SLE_rara_3 (momento negativo all'estremità)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi18_SLE

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

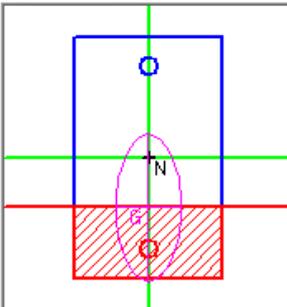
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.18	6
2	10.18	44

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

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

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Rck	37	MPa					
fck	30.71	MPa					
fyk	450	MPa					
σ _c	-6.1	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO
σ _s	184.8	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO
							1
x	145.7	mm					

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-clc		
h	500	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	5.42E-04	-
b	300		distanza max fessure		
c_1	59	mm	$s_{r,max}$	278	mm
ϕ_1	18	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.151	mm
d	441	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	61	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	184.8	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	147.5	mm			
$A_{c,eff}$	8948	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.028				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

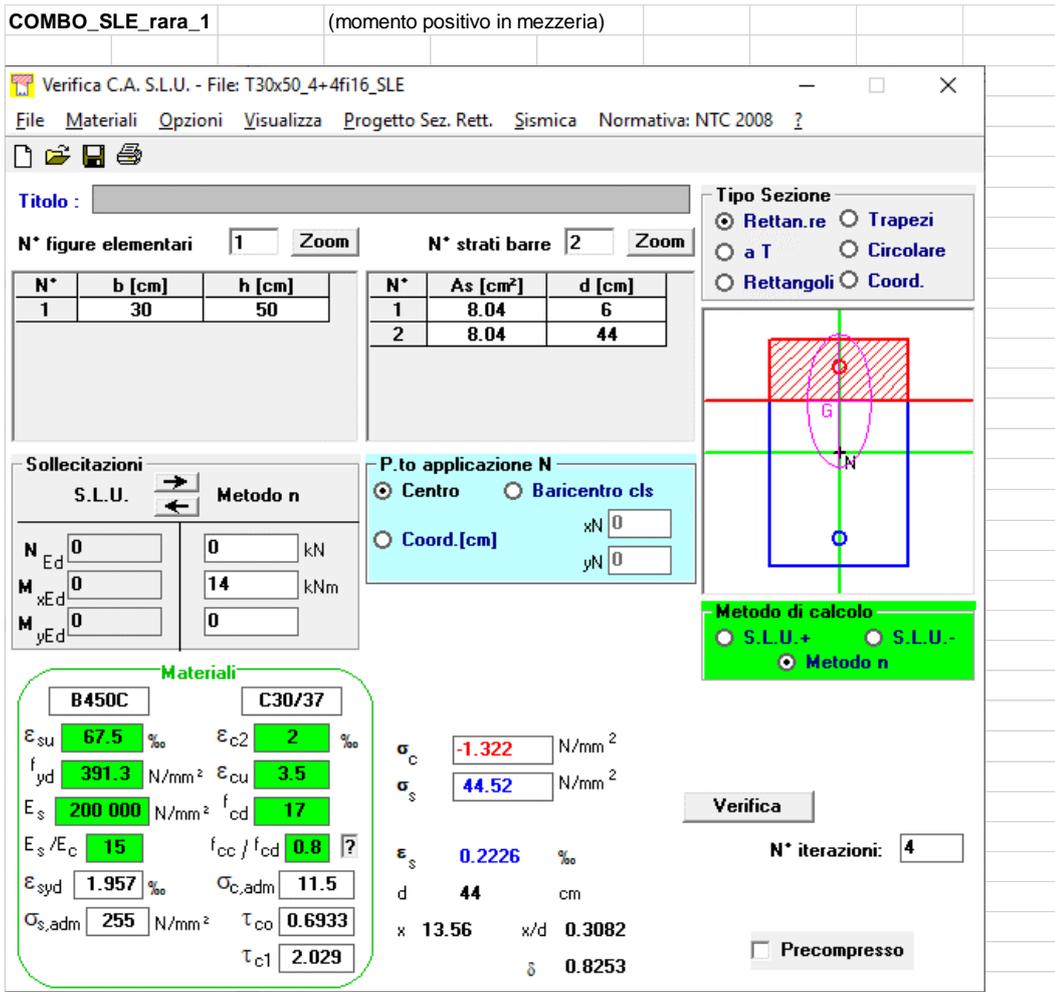
2.7.2.2 Travi esterne longitudinali - gruppo 2

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	21	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-23	0	-4	0	-10
max	V2	30	4.8	COMBO_SLE_rara_1	0	0	29	0	5	0	-24
max	V3	21	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-23	0	-4	0	-10
max	T	30	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-23	0	5	0	-10
max	M2	22	4.8	COMBO_SLE_rara_3	0	0	25	0	0	0	-20
max	M3	21	2.4	COMBO_SLE_rara_1	0	0	3	0	-4	0	14

SLE	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	21	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-23	0	-4	0	-10
min	V2	37	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-29	0	-5	0	-24
min	V3	22	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-26	0	0	0	-22
min	T	37	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-28	0	-5	0	-23
min	M2	24	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-26	0	0	0	-21
min	M3	30	4.8	COMBO_SLE_rara_1	0	0	29	0	5	0	-24

Tabella 31 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_1 (momento positivo in mezzeria)



Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi16_SLE

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	8.04	6
			2	8.04	44

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 14 kNm
 M_{yEd} 0

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

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

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c -1.322 N/mm²
 σ_s 44.52 N/mm²
 ε_s 0.2226 ‰
 d 44 cm
 x 13.56 x/d 0.3082
 δ 0.8253

Rck	37	MPa					
fck	30.71	MPa					
fyk	450	MPa					
σ_c	-1.3	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO
σ_s	44.5	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO
							1
x	135.6	mm					

INPUT			OUTPUT		
R _{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cls		
h	500	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1.30E-04	-
b	300		distanza max fessure		
c ₁	58	mm	S _{r,max}	290	mm
ϕ_1	16	mm	ampiezza fessure:		
n ₁	4.0		w _k	0.038	mm
d	442	mm	w _{lim}	0.300	mm
b _{eff}	61	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
σ_{s_max1}	44.5	Mpa			
σ_{s_max2}		Mpa			
h _{c,eff}	145.0	mm			
A _{c,eff}	8893	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.023				
k _t	0.6				
k ₁	0.8				
k ₂	0.5				
k ₃	3.4				
k ₄	0.425				

COMBO_SLE_rara_1 (momento negativo all'estremità)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T30x50_4+4fi16_SLE

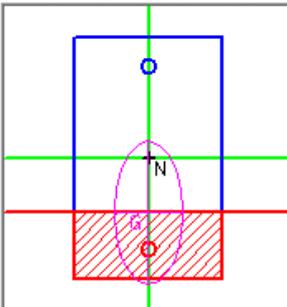
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	8.04	6
			2	8.04	44

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -24 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali
 B450C C30/37

ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/>	%	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/>	%
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/>	N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>	%
E_s	<input type="text" value="200 000"/>	N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="17"/>	
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>		f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/>	?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11.5"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6933"/>	
			τ_{cl}	<input type="text" value="2.029"/>	

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Rck	<input type="text" value="37"/>	MPa				
fck	<input type="text" value="30.71"/>	MPa				
fyk	<input type="text" value="450"/>	MPa				
σ_c	<input type="text" value="-2.3"/>	MPa	<	0.6 fck =	<input type="text" value="-18.426"/>	MPa VERO
σ_s	<input type="text" value="76.3"/>	MPa	<	0.8 fyk =	<input type="text" value="360"/>	MPa VERO
						1
x	<input type="text" value="135.6"/>	mm				

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cls		
h	500	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2.22E-04	-
b	300		distanza max fessure		
c_1	58	mm	$s_{r,max}$	290	mm
ϕ_1	16	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.065	mm
d	442	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	61	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	76.3	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	145.0	mm			
$A_{c,eff}$	8893	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.023				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

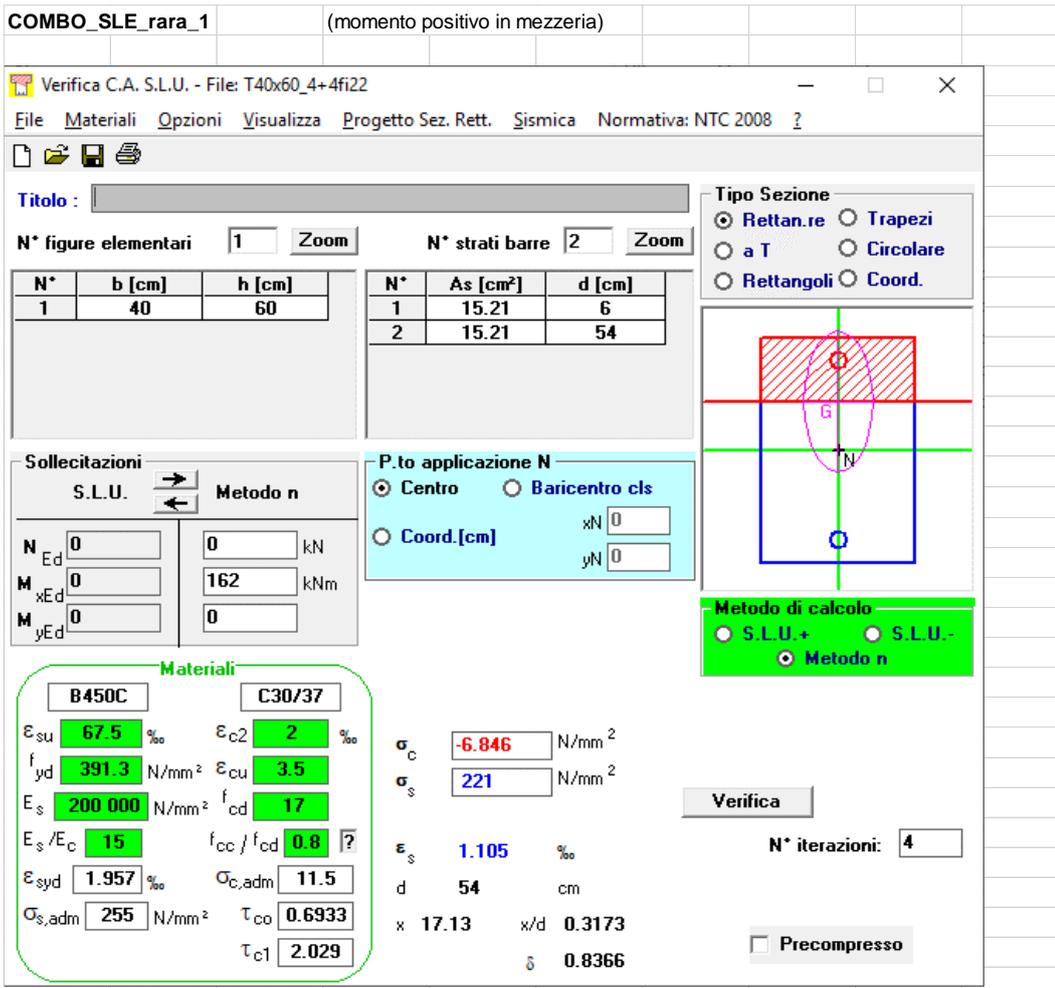
2.7.2.3 Travi interne trasversali - gruppo 3

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	40	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-133	0	0	0	-78
max	V2	40	7.2	COMBO_SLE_rara_1	0	0	137	0	0	0	-89
max	V3	40	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-133	0	0	0	-78
max	T	46	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-125	0	0	0	-70
max	M2	40	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-133	0	0	0	-78
max	M3	43	3.6	COMBO_SLE_rara_1	0	0	0	0	0	0	162

SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	40	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-133	0	0	0	-78
min	V2	42	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-134	0	0	0	-76
min	V3	40	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-133	0	0	0	-78
min	T	40	0.0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-125	0	0	0	-70
min	M2	40	0.0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-133	0	0	0	-78
min	M3	40	7.2	COMBO_SLE_rara_1	0	0	137	0	0	0	-89

Tabella 32 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_1 (momento positivo in mezzeria)



Verifica C.A. S.L.U. - File: T40x60_4+4fi22

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

Titolo: []

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	60	1	15.21	6
			2	15.21	54

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 162 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -6.846 N/mm²
 σ_s 221 N/mm²
 ε_s 1.105 ‰
 d 54 cm
 x 17.13 x/d 0.3173
 δ 0.8366

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Rck	37	MPa						
fck	30.71	MPa						
fyk	450	MPa						
σ_c	-6.8	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO	
σ_s	221	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO	
							1	
x	171.3	mm						

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cls		
h	600	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	7.01E-04	-
b	400		distanza max fessure		
c_1	61	mm	$s_{r,max}$	309	mm
ϕ_1	22	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.217	mm
d	539	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	93	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	221	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	152.5	mm			
$A_{c,eff}$	14132	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.027				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

COMBO_SLE_rara_1 (momento negativo all'estremità)

Verifica C.A. S.L.U. - File: T40x60_4+4fi22

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	60	1	15.21	6
			2	15.21	54

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

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

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Rck	37	MPa					
fck	30.71	MPa					
fyk	450	MPa					
σc	-3.8	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa	VERO
σs	121.4	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa	VERO
x	171.3	mm					1
Le verifiche sono soddisfatte.							

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-cls		
h	600	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.54E-04	-
b	400		distanza max fessure		
c_1	61	mm	$s_{r,max}$	309	mm
ϕ_1	22	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.109	mm
d	539	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	93	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	121.4	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	152.5	mm			
$A_{c,eff}$	14132	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.027				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

2.8 Fondazione

Nelle travi di fondazione perimetrali, a T rovescia, si inserisce la seguente armatura (diametro barre 16mm):

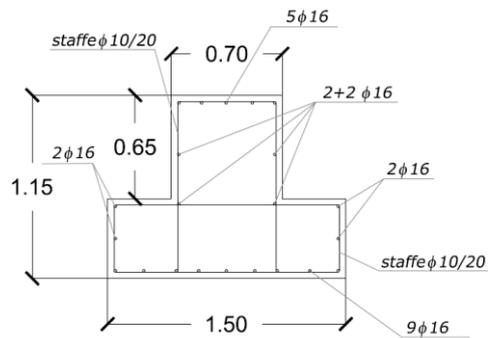


Figura 32 – Sezione trasversale trave perimetrale di fondazione - a T rovescia

Nelle travi di fondazione trasversali ed interne, a sezione rettangolare 60x115 cm, si inserisce la seguente armatura (diametro barre 16mm):

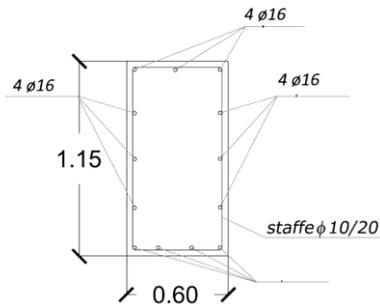


Figura 33 – Sezione trasversale trave trasversale interna di fondazione – rettangolare

2.8.1 Diagrammi delle sollecitazioni elementari

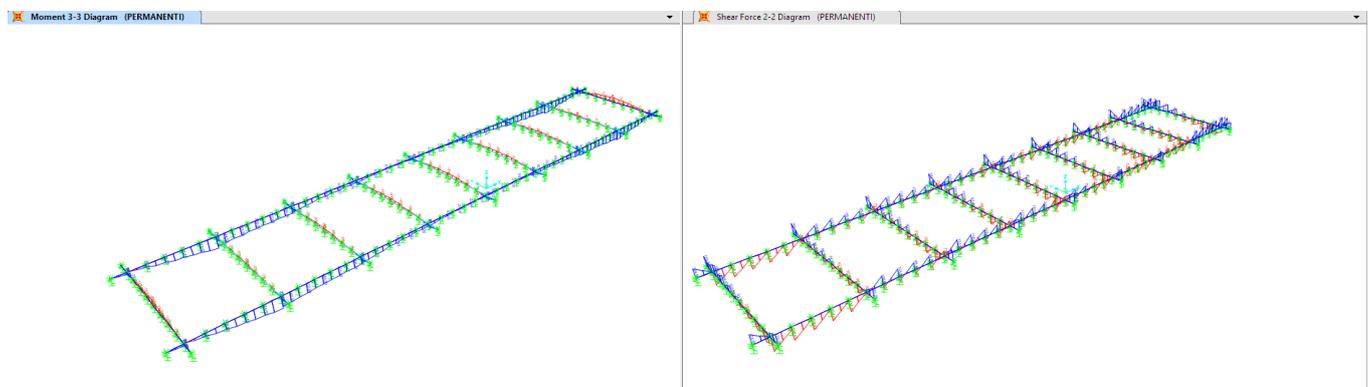


Figura 34 – Momento flettente e taglio per carichi permanenti

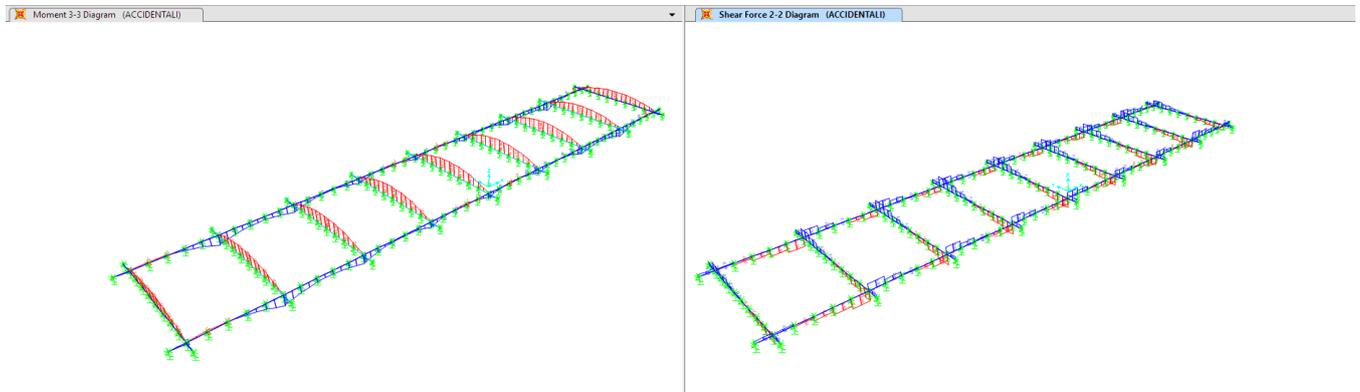


Figura 35 – Momento flettente e taglio per carichi accidentali

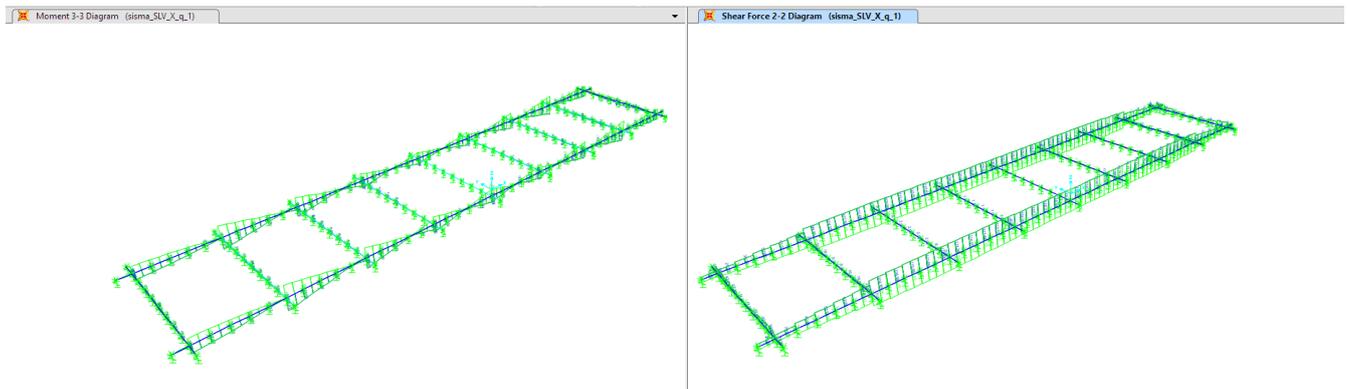


Figura 36 – Momento flettente e taglio per sisma a SLV con $q=1$, in direzione X

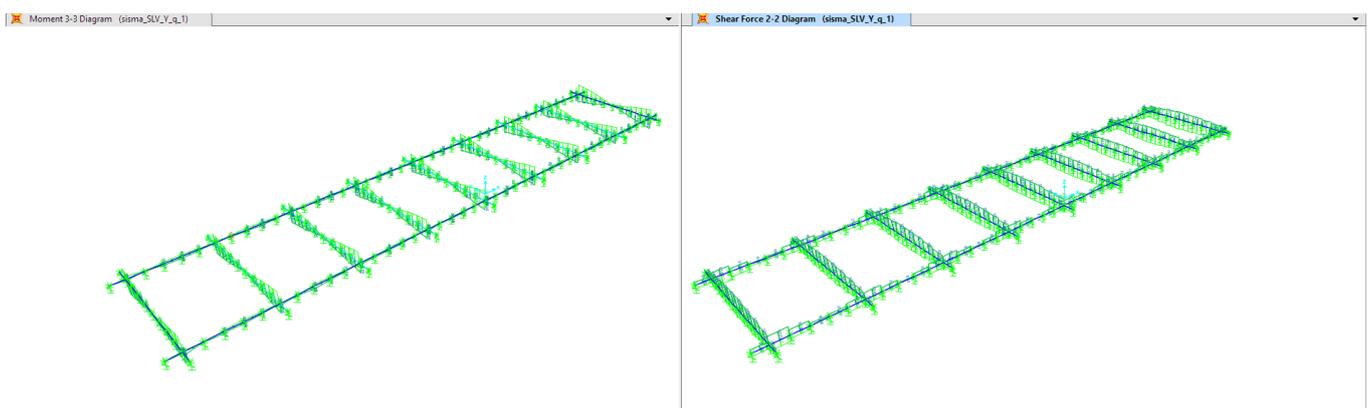


Figura 37 – Momento flettente e taglio per per sisma a SLV con $q=1$, in direzione Y

2.8.2 Verifiche SLU – Travi a T rovescia

Nelle Tabelle seguenti vengono riportate le sollecitazioni massime e minime per le travi di fondazione.

SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	83	0	COMBO_SLU1	0	0	-154	0	0	0	0
max	V2	86	1	COMBO_SLU1	0	0	158	0	0	0	0
max	V3	94	0	COMBO_SLU4	0	0	-49	0	2	0	-134
max	T	163	0	COMBO_SLU1	0	0	-54	0	30	0	52
max	M2	167	1	COMBO_SLU1	0	0	10	0	30	0	144
max	M3	207	1	COMBO_SLU1	0	0	6	0	-30	0	145

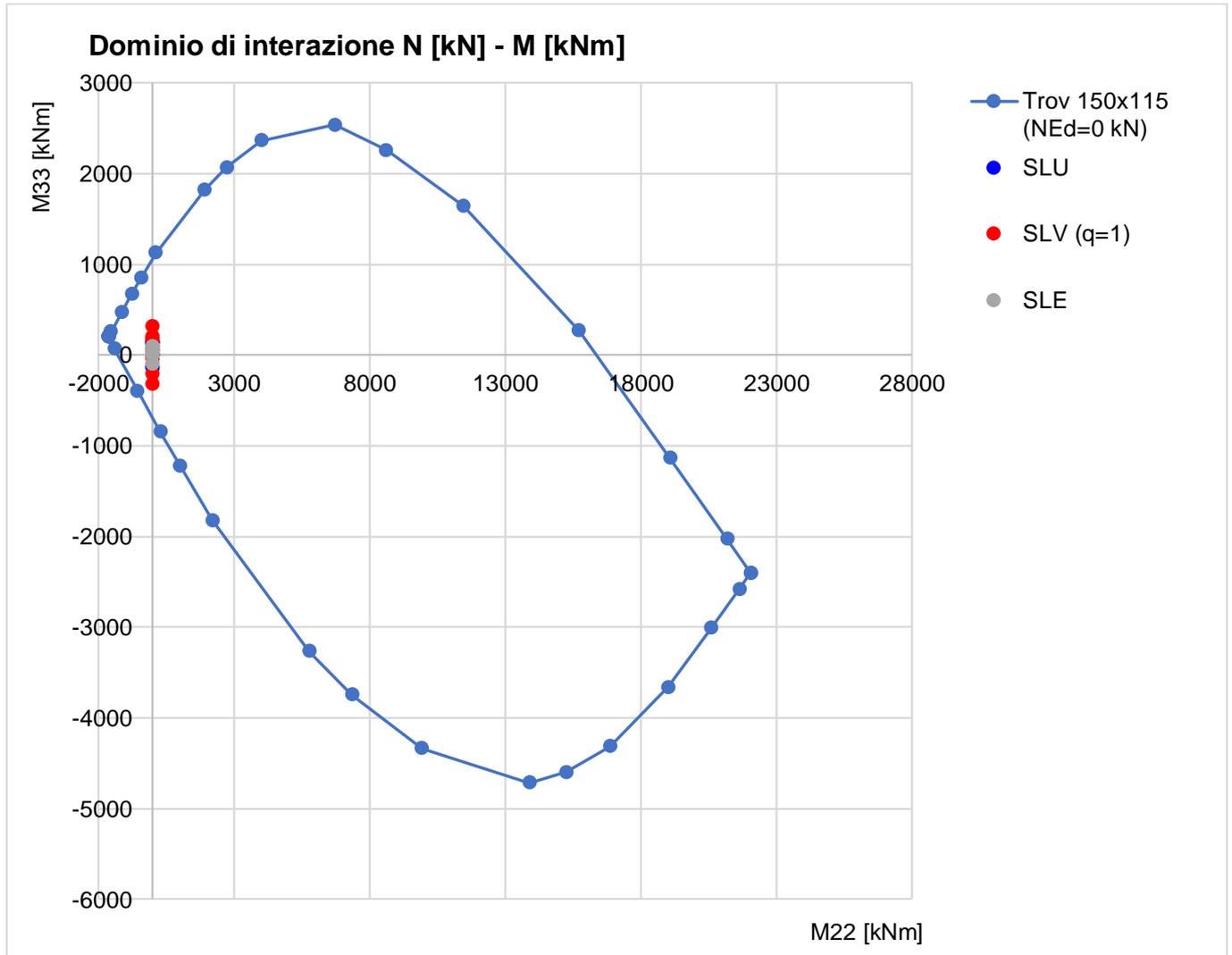
SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	83	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-154	0	0	0	0
min	V2	83	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-154	0	0	0	0
min	V3	168	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-2	0	10	0	134
min	T	198	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-10	0	-30	0	144
min	M2	168	0.0	COMBO_SLU1	0	0	-2	0	10	0	134
min	M3	94	0.0	COMBO_SLU2	0	0	-54	0	1	0	-143

Tabella 33 – Sollecitazioni massime SLU delle travi di fondazione

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	83	0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-65	0	0	0	0
max	V2	98	1	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	164	1	17	0	206
max	V3	167	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-36	1	25	0	59
max	T	163	0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	21	0	27	0	187
max	M2	168	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	65	1	6	1	172
max	M3	98	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	89	1	17	1	315

SLV	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	83	0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-65	0	0	0	0
min	V2	99	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-164	1	-12	0	-210
min	V3	94	0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	-4	0	5	0	-43
min	T	198	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-45	1	-35	1	58
min	M2	167	1	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	41	1	25	-1	110
min	M3	91	1	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-62	1	-12	-1	-322

Tabella 34 – Sollecitazioni massime SLV (q=1) delle travi di fondazione



COMBO_SLV_sisma_Y (momento positivo)

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

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

Titolo: _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	18.1	75	5
2	150	0	2	2.01	5	25
3	150	50	3	2.01	5	45
4	110	50	4	2.01	145	25
5	110	115	5	2.01	145	45
6	40	115	6	4.02	44	82

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

MEd	315	kNm
MRd	1073	kNm
FS	3.41	

COMBO_SLV_sisma_Y (momento negativo)

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

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

Titolo: _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	18.1	75	5
2	150	0	2	2.01	5	25
3	150	50	3	2.01	5	45
4	110	50	4	2.01	145	25
5	110	115	5	2.01	145	45
6	40	115	6	4.02	44	82

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

MEd	-322	kNm
MRd	-696	kNm
FS	2.16	

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)

classe cls	Rck	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²
	fcd	17	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	700	mm
altezza membratura resistente a V	H	1150	mm
altezza utile	d	1035	mm
area della sezione	As	724500	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	scp	0.00	N/mm ²
	ac	1.00	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²
Feb44k	fyd	391	N/mm ²
diámetro staffe (spille)	øw	10	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²
0.9 d	z	932	mm
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	q	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°
	cot(a)	0.00	
	Asw / sw	0.79	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	286	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	2837	kN
taglio sollecitante	VEd	164	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	VRd	1	
taglio resistente	VRd	286	kN
	VEd	<	VRd
		verifica	

Le verifiche sono soddisfatte.

2.8.3 Verifiche SLU – Travi a sezione rettangolare

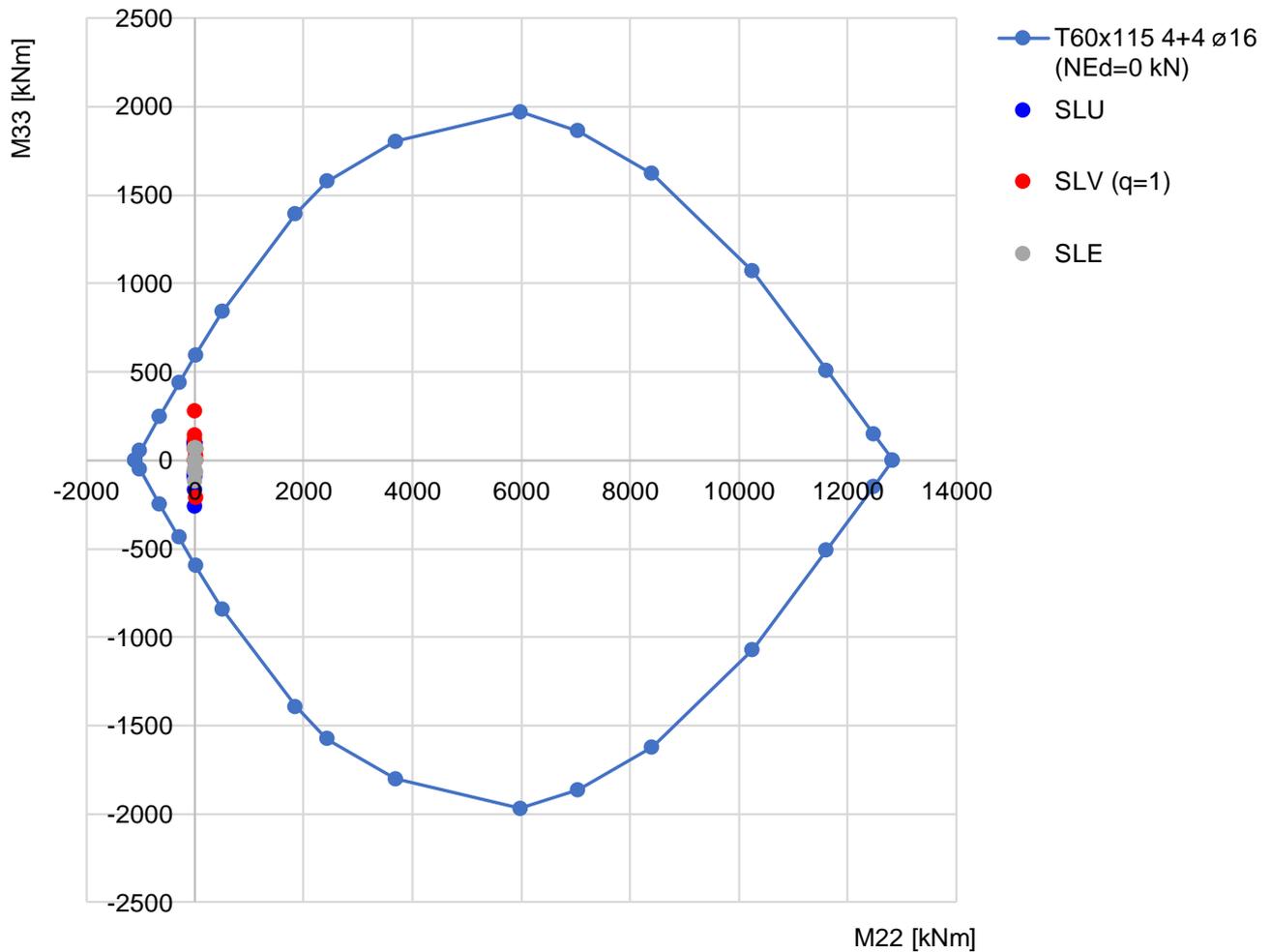
SLU	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	69	0	COMBO_SLU1	0	0	65	0	0	0	95
<i>max</i>	V2	122	1	COMBO_SLU1	0	0	223	0	0	0	-71
<i>max</i>	V3	108	0	COMBO_SLU1	0	0	-158	0	0	0	-170
<i>max</i>	T	155	0	COMBO_SLU3	0	0	-189	0	1	0	-88
<i>max</i>	M2	70	1	COMBO_SLU1	0	0	-62	0	0	0	93
<i>max</i>	M3	71	0	COMBO_SLU1	0	0	69	0	0	0	99
SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	69	0	COMBO_SLU1	0	0	65	0	0	0	95
<i>min</i>	V2	115	0	COMBO_SLU1	0	0	-214	0	0	0	-100
<i>min</i>	V3	71	0	COMBO_SLU1	0	0	69	0	0	0	99
<i>min</i>	T	107	0	COMBO_SLU3	0	0	-189	0	-1	0	-88
<i>min</i>	M2	69	0	COMBO_SLU1	0	0	65	0	0	0	95
<i>min</i>	M3	126	0	COMBO_SLU1	0	0	-75	0	0	0	-263

Tabella 35 – Sollecitazioni massime SLU delle travi di fondazione

SLV	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	69	0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	48	0	0	0	61
<i>max</i>	V2	154	1	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	184	0	3	0	120
<i>max</i>	V3	69	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	61	0	0	0	71
<i>max</i>	T	107	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-89	0	6	0	140
<i>max</i>	M2	69	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	61	0	0	0	71
<i>max</i>	M3	107	1	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-23	0	6	0	276
SLU	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	69	0	COMBO_SLV_sisma_X	Max	0	48	0	0	0	61
<i>min</i>	V2	115	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-184	0	1	0	-210
<i>min</i>	V3	108	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-50	0	6	0	25
<i>min</i>	T	107	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-181	0	-3	0	-190
<i>min</i>	M2	70	1	COMBO_SLV_sisma_Y	Max	0	-20	0	0	0	77
<i>min</i>	M3	120	0	COMBO_SLV_sisma_Y	Min	0	-60	0	1	0	-252

Tabella 36 – Sollecitazioni massime SLV (q=1) delle travi di fondazione

Dominio di interazione N [kN] - M [kNm]



COMBO_SLV_sisma_Y (momento positivo)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fond_T60x115_SLU_SLV

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

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	60	0
3	60	115
4	0	115

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	8.04	30	5
2	6.03	5	57.5
3	6.03	55	57.5
4	8.04	30	110

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -589.8 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 49.02 ‰
 d 110 cm
 x 7.33 x/d 0.06664
 δ 0.7

MEd 276 kNm

MRd 589.8 kNm

FS 2.14

COMBO_SLU1 (momento negativi)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fond_T60x115_SLU_SLV

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

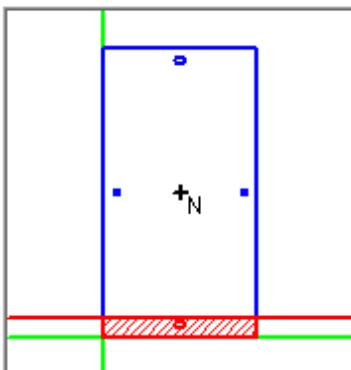
Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	60	0
3	60	115
4	0	115

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	8.04	30	5
2	6.03	5	57.5
3	6.03	55	57.5
4	8.04	30	110

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



Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

MEd	-263 kNm
MRd	-589.8 kNm
FS	2.24

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (NTC 2018)

classe cls	Rck	37	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	31	N/mm ²
	fcd	17	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	600	mm
altezza membratura resistente a V	H	1150	mm
altezza utile	d	1035	mm
area della sezione	As	621000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	scp	0.00	N/mm ²
	ac	1.00	
Acciaio	fyk	450	N/mm ²
Feb44k	fyd	391	N/mm ²
diámetro staffe (spille)	øw	10	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	79	mm ²
0.9 d	z	932	mm
passo delle staffe (spille)	sw	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	q	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(q)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	a	90	°
	cot(a)	0.00	
	Asw / sw	0.79	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	VRsd	286	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VRcd	2432	kN
taglio sollecitante	VEd	223	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	VRd	1	
taglio resistente	VRd	286	kN
	VEd	<	VRd
		verifica	

Le verifiche sono soddisfatte.

2.8.4 Verifiche SLE – Travi a T rovescia

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime per la combinazione di involucro SLE.

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>max</i>	P	83	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-107	0	0	0	0
<i>max</i>	V2	86	1	COMBO_SLE_rara_1	0	0	110	0	0	0	0
<i>max</i>	V3	94	0	COMBO_SLE_rara_4	0	0	-35	0	1	0	-95
<i>max</i>	T	163	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-37	0	21	0	36
<i>max</i>	M2	167	1	COMBO_SLE_rara_1	0	0	8	0	21	0	97
<i>max</i>	M3	207	1	COMBO_SLE_rara_1	0	0	5	0	-21	0	97

SLE	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
<i>min</i>	P	83	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-107	0	0	0	0
<i>min</i>	V2	83	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-107	0	0	0	0
<i>min</i>	V3	168	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-2	0	7	0	90
<i>min</i>	T	198	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-8	0	-21	0	97
<i>min</i>	M2	173	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-5	0	1	0	47
<i>min</i>	M3	94	0	COMBO_SLE_rara_2	0	0	-38	0	1	0	-100

Tabella 37 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_1 (momento positivo)

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

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

Titolo: _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	18.1	75	5
2	150	0	2	2.01	5	25
3	150	50	3	2.01	5	45
4	110	50	4	2.01	145	25
5	110	115	5	2.01	145	45
6	40	115	6	4.02	44	82

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

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

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Rck	37	MPa				
fck	30.71	MPa				
fyk	450	MPa				
σc	-1	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa VERO
σs	43.7	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa VERO
						1
x	275.8	mm				

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-clc		
h	1150	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1.27E-04	-
b	1500		distanza max fessure		
c_1	58	mm	$s_{r,max}$	509	mm
ϕ_1	16	mm	ampiezza fessure:		
n_1	9.0		w_k	0.065	mm
d	1092	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	173	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	43.7	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	145.0	mm			
$A_{c,eff}$	25085	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.008				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

COMBO_SLE_rara_2 (momento negativo)

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

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

Titolo: _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	18.1	75	5
2	150	0	2	2.01	5	25
3	150	50	3	2.01	5	45
4	110	50	4	2.01	145	25
5	110	115	5	2.01	145	45
6	40	115	6	4.02	44	82

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -0.8387 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 75 N/mm ²
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 17	ϵ_s 0.375 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 110 cm
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5	x 15.8 x/d 0.1437
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6933	δ 0.7
	τ_{c1} 2.029	

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Rck	37	MPa				
fck	30.71	MPa				
fyk	450	MPa				
σ_c	-0.8	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa VERO
σ_s	75	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa VERO
x	158	mm				1

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-clc		
h	1150	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2.18E-04	-
b	700		distanza max fessure		
c_1	58	mm	$s_{r,max}$	552	mm
ϕ_1	16	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.121	mm
d	1092	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	195	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	75	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	145.0	mm			
$A_{c,eff}$	28227	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.007				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

2.8.5 Verifiche SLU – Travi a sezione rettangolare

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime per la combinazione di involucro SLE.

SLE	max	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
max	P	69	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	46	0	0	0	66
max	V2	122	1	COMBO_SLE_rara_1	0	0	156	0	0	0	-50
max	V3	108	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-111	0	0	0	-119
max	T	155	0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-135	0	0	0	-61
max	M2	70	1	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-44	0	0	0	65
max	M3	71	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	48	0	0	0	68
SLE	min	Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
		Text	m	Text	Text	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
min	P	69	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	46	0	0	0	66
min	V2	115	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-150	0	0	0	-70
min	V3	69	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	46	0	0	0	66
min	T	107	0	COMBO_SLE_rara_3	0	0	-135	0	0	0	-61
min	M2	69	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	46	0	0	0	66
min	M3	126	0	COMBO_SLE_rara_1	0	0	-52	0	0	0	-184

Tabella 38 – Sollecitazioni massime SLE delle travi di fondazione

COMBO_SLE_rara_1 (momento positivo)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fond_T60x115_SLE

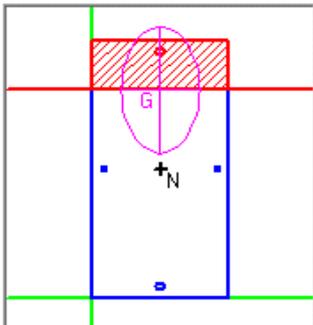
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	8.04	30	5
2	60	0	2	6.03	5	57.5
3	60	115	3	6.03	55	57.5
4	0	115	4	8.04	30	110

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali
 B450C C30/37

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Rck	37	MPa				
fck	30.71	MPa				
fyk	450	MPa				
σ_c	-1.1	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa
σ_s	63.5	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa
						VERO
						VERO
						1
x	222.7	mm				

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-clc		
h	1150	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1.85E-04	-
b	600		distanza max fessure		
c_1	58	mm	$s_{r,max}$	486	mm
ϕ_1	16	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.090	mm
d	1092	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	161	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	63.5	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	145.0	mm			
$A_{c,eff}$	23393	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.009				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

COMBO_SLE_rara_1 (momento negativi)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fond_T60x115_SLE

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

Titolo: _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	8.04	30	5
2	60	0	2	6.03	5	57.5
3	60	115	3	6.03	55	57.5
4	0	115	4	8.04	30	110

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="17"/> N/mm²
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11.5"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6933"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2.029"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Rck	37	MPa				
fck	30.71	MPa				
fyk	450	MPa				
σ_c	-2.9	MPa	<	0.6 fck =	-18.426	MPa
σ_s	171.8	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa
						VERO
						VERO
x	222.7	mm				1

INPUT			OUTPUT		
R_{ck}	37	Mpa	diff. def. armature-clc		
h	1150	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	5.00E-04	-
b	600		distanza max fessure		
c_1	58	mm	$s_{r,max}$	486	mm
ϕ_1	16	mm	ampiezza fessure:		
n_1	4.0		w_k	0.243	mm
d	1092	mm	w_{lim}	0.300	mm
b_{eff}	161	mm	La verifica è soddisfatta.		
x		mm			
$\sigma_{s,max1}$	171.8	Mpa			
$\sigma_{s,max2}$		Mpa			
$h_{c,eff}$	145.0	mm			
$A_{c,eff}$	23393	mm ²			
$\rho_{p,eff}$	0.009				
k_t	0.6				
k_1	0.8				
k_2	0.5				
k_3	3.4				
k_4	0.425				

Le verifiche sono soddisfatte.

2.8.6 Verifiche geotecniche

Per effettuare le verifiche geotecniche di capacità portante e di scorrimento si considera la collaborazione tra due le travi longitudinali e tra le travi trasversali. Si definiscono quindi due dimensioni equivalenti, una per ogni direzione del sisma, nel seguente modo:

$$B_x = S/L_x = 3.80\text{m}$$

$$B_y = S/L_y = 17.20\text{m}$$

Dove:

$L_x = 40$ m lunghezza impronta fondazione

$L_y = 8.8$ m = larghezza impronta fondazione

$b_{\text{perimetrale}}$ = larghezza sezione fondazione a T rovescia = 1.5m

b_{interna} = larghezza sezione fondazione a sezione rettangolare = 0.6m

S = superficie totale di impronta della fondazione

$$S = \sum S_i = L_x * b_{\text{perimetrale}} * n_{\text{travi_perimetrali_longitudinali}} + (L_y - n_{\text{travi_perimetrali_longitudinali}} * b_{\text{perimetrale}}) * b_{\text{interna}} * n_{\text{travi_trasversali}}$$

$$= 40\text{m} * 1.5\text{m} * 2 + (8.8\text{m} - 2 * 1.5\text{m}) * 0.6\text{m} * 9 = 151.32 \text{ m}^2$$

Quindi le impronte equivalenti con cui si svolgono le verifiche sono:

- 8.80m x 17.20m per la direzione trasversale del sisma
- 40m x 3.80m per la direzione longitudinale del sisma.

2.8.6.1 Calcolo delle azioni scaricate sul terreno

Si considera un carico accidentale pari a 10kN/m² e i pesi relativi ai seguenti strati di pavimentazione:

strati pavimentazione	sp [m]	gamma	peso mq	peso kN
massicciata	1.3	20	-	9152
massetto cls	0.1	20	-	704
pavimento	0.5	-	0.3	52.8

Tabella 39: strati della pavimentazione

Si ottengono i seguenti carichi:

peso pavimentazione tot (g_2)	9909 kN
accidentale pavimento (q_k)	3520 kN

Tabella 40: carichi risultanti agenti sulla fondazione

In funzione delle dimensioni delle travi si calcolano i carichi lineari agenti sulle singole travi di fondazione:

g ₂		
trave trasv int	trave trasv est	trave long
kN/m	kN/m	kN/m
135	68	124
accidentali		
trave trasv int	trave trasv est	trave long
kN/m	kN/m	kN/m
48	24	44

Tabella 41: carichi lineari agenti sulle travi di fondazione

L'azione sismica dovuta all'inerzia della pavimentazione e della fondazione stessa viene calcolata come segue:

$$F_{\text{sisma}} = (\text{peso pavimentazione} + \text{peso fondazione}) * a_g = (9909 \text{ kN} + 3983 \text{ kN}) * 0.108g = 1500 \text{ kN}$$

$$M_{\text{sisma}} = F_{\text{sisma}} * h = 1500 \text{ kN} * 0.8 \text{ m} = 1200 \text{ kNm}$$

Dove h è il braccio della forza orizzontale rispetto al baricentro della fondazione.

Questi carichi vengono combinati con le azioni che i pilastri scaricano in fondazione, ottenendo i seguenti valori finali:

	perm + pp	accident	sisma
N	16050	3859	589
M long	0	0	2761
M trasv	0	0	0
V long	0	0	0
V trasv	0	0	1715

Tabella 42: carichi agenti sulla fondazione fittizia trasversale

	perm +pp	accident	sisma
N	16050	3859	141
M trasv	0	0	0
M long	0	0	2701
V long	0	0	1715
V trasv	0	0	0

Tabella 43: carichi agenti sulla fondazione fittizia longitudinale

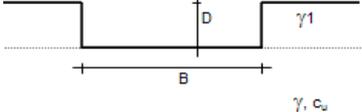
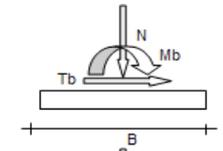
2.8.6.2 Verifiche a capacità portante

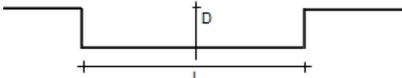
Trave in direzione longitudinale

Fondazioni Dirette Rettangolari
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

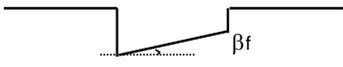
D = Profondità del piano di appoggio
 e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)
 e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)
 B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)
 L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)




DATI DI INPUT

Lato minore fondazione	B =	3.80	(m)	
Lato maggiore fondazione	L =	40.00	(m)	(Per fondazioni nastriformi L=100 m)
Profondità piano di posa	D =	1.60	(m)	




$\beta_f = 0.00$ (°) $\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI		
Statica	permanenti	temporanee
N (kN)	16050	3859
Mb (kNm)	0	0
MI (kNm)	0	0
Tb (kN)	0	0
TI (kN)	0	0
Sismica	permanenti	temporanee
N (kN)	16050	141
Mb (kNm)	0	0
MI (kNm)	0	2701
Tb (kN)	0	0
TI (kN)	0	1715

TERRENO	
<i>Peso unità di volume del terreno</i>	
γ_1	= 16.00 (kN/m ³)
γ	= 16.00 (kN/m ³)
<i>Valori caratteristici di resistenza del terreno</i>	
c'	= 0.00 (kN/mq)
φ'	= 30.00 (°)
<i>Profondità della falda</i>	
Z_w	= 31.00 (m)

DATI DI OUTPUT

			Verifica capacità portante				Verifica scorrimento			
			q_{lim}	q	$F_s = q_{lim} / q$		Td	Sd	Fscorr	
			(kN/m ²)	(kN/m ²)		(kN)	(kN)			
SLE		statica	1212.46	130.98	9.26	ok	0.00	11494.47	--	ok
	A1+M1+R1	statica	1212.46	175.35	6.91	ok	0.00	15388.41	--	ok
SLU	A2+M2+R2	statica	346.73	138.60	2.50	ok	0.00	8845.72	--	ok
	A1+M1+R3	statica	527.16	175.35	3.01	ok	0.00	13989.46	--	ok
	A1+M1+R1	sismica	1012.08	107.42	9.42	ok	1715.00	9347.88	5.45	ok
	A2+M2+R2	sismica	290.90	107.42	2.71	ok	1715.00	6798.46	3.96	ok
	A1+M1+R3	sismica	440.03	107.42	4.10	ok	1715.00	8498.07	4.96	ok

Trave in direzione trasversale

Fondazioni Dirette Rettangolari
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

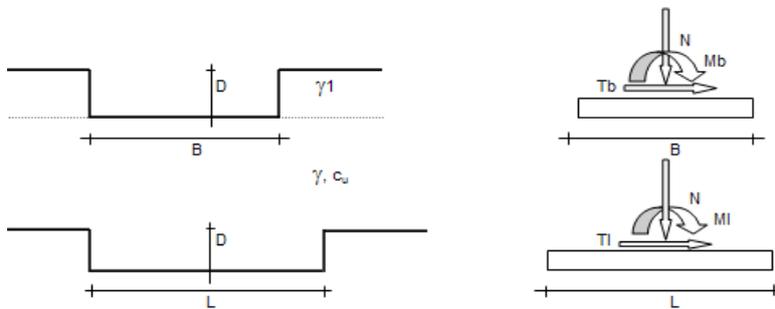
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)



DATI DI INPUT

Lato minore fondazione $B = 17.20$ (m)
Lato maggiore fondazione $L = 8.80$ (m) (Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)
Profondità piano di posa $D = 1.60$ (m)



Statica	AZIONI	
	permanenti	temporanee
N (kN)	16050	3859
Mb (kNm)	0	0
MI (kNm)	0	0
Tb (kN)	0	0
TI (kN)	0	0
Sismica	permanenti	temporanee
N (kN)	16050	589
Mb (kNm)	0	0
MI (kNm)	0	2761
Tb (kN)	0	0
TI (kN)	0	1715

TERRENO	
Peso unità di volume del terreno	
γ_1	= 16.00 (kN/m ³)
γ	= 16.00 (kN/m ³)
Valori caratteristici di resistenza del terreno	
c'	= 0.00 (kN/mq)
ϕ'	= 30.00 (°)
Profondità della falda	
Z_w	= 31.00 (m)

DATI DI OUTPUT

SLE	SLU	Stato	Verifica capacità portante			ok	Verifica scorrimento			ok
			q_{lim} (kN/m ²)	q (kN/m ²)	$F_s = q_{lim}/q$		Td (kN)	Sd (kN)	Fscorr	
		statica	1702.14	131.53	12.94	ok	0.00	11494.47	--	ok
	A1+M1+R1	statica	1702.14	176.09	9.67	ok	0.00	15388.41	--	ok
	A2+M2+R2	statica	466.57	139.18	3.35	ok	0.00	8845.72	--	ok
	A1+M1+R3	statica	740.06	176.09	4.20	ok	0.00	13989.46	--	ok
	A1+M1+R1	sismica	1308.76	114.24	11.46	ok	1715.00	9606.53	5.60	ok
	A2+M2+R2	sismica	359.93	114.24	3.15	ok	1715.00	6986.57	4.07	ok
	A1+M1+R3	sismica	569.03	114.24	4.98	ok	1715.00	8733.21	5.09	ok

2.8.6.3 Verifiche cedimenti

Sulla base delle correlazioni indicate al paragrafo 2.5.11 sono stati calcolati i moduli elastici degli strati di terreno.

Sono stati differenziati i cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti, rispetto a quelli causati dalla somma di permanenti e accidentali: si considera che il cedimento dovuto ai permanenti si esaurisca in fase di costruzione della struttura, perciò gli effettivi cedimenti che interessano la struttura in fase di esercizio sono la quota parte dovuta alle sole azioni accidentali.

$$\delta_{\text{permanenti}} = 2.39 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{permanenti+accidentali}} = 2.96 \text{ cm}$$

Dalla differenza si ottiene il cedimento che subirà la fondazione in fase di esercizio, questo risulta compatibile con la struttura:

$$\delta_{\text{accidentali}} = 0.57 \text{ cm}$$

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

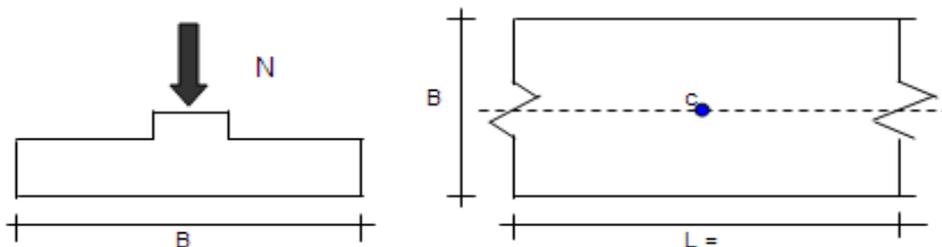
$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$



Cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti

$$N_{\text{permanente}} = N_{\text{tot_permanente}} / \text{superficie totale} * B = 16050 \text{ kN} / 151.3 \text{ m}^2 * 1.5 \text{ m} = 159 \text{ kN/m}$$

DATI DI INPUT:

B = **1.50** (m) (Larghezza della Fondazione)

N = **159.00** (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 106.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = **3** (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Sabbia limosa/Limo sabbioso	9.00	0.0	9.0	0.5	20000	0.30	1.28
2	Dep. Vulcanici - Sabbia limosa con ghiaia limosa	8.00	9.0	17.0	0.5	55000	0.30	0.11
3	Limo sabbioso debolmente argilloso	3.00	17.0	20.0	0.5	15000	0.30	1.00
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{\text{ctot}} = 2.39 \text{ (cm)}$$

Cedimenti dovuti ai carichi permanenti e ai carichi accidentali

$$N_{\text{permanente+accidentali}} = N_{\text{tot_permanente+accidentali}} / \text{superficie totale} * B = 19909 \text{ kN} / 151.3 \text{ m}^2 * 1.5 \text{ m} = 197 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{tot_permanente+accidentali}} = 16050 \text{ kN} + 3859 \text{ kN} = 19909 \text{ kN}$$

DATI DI INPUT:

B = **1.50** (m) (Larghezza della Fondazione)

N = **197.00** (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 131.33 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = **3** (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Sabbia limosa/Limo sabbioso	9.00	0.0	9.0	0.5	20000	0.30	1.59
2	Dep. Vulcanici - Sabbia limosa con ghiaia limosa	8.00	9.0	17.0	0.5	55000	0.30	0.13
3	Limo sabbioso debolmente argilloso	3.00	17.0	20.0	0.5	15000	0.30	1.24
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{\text{ctot}} = 2.96 \text{ (cm)}$$

2.9 Solaio di copertura

Si prevede di realizzare l'impalcato di copertura utilizzando lastre prefabbricate tipo predalles, creando un solaio di spessore 4+14+4, la cui sezione tipica è riportata nella figura seguente.

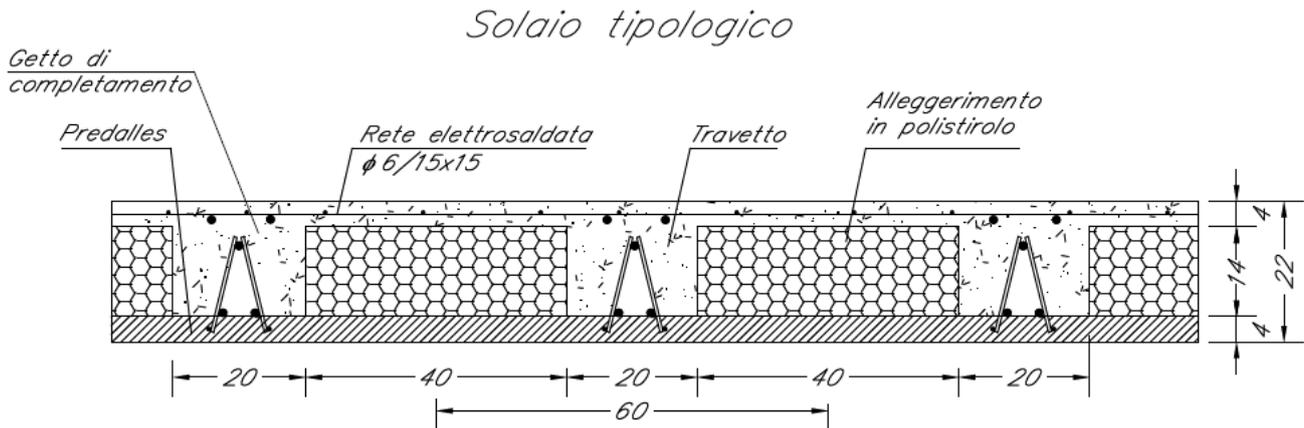


Figura 38 – Solaio copertura – Sezione tipica

I carichi agenti sono quelli riportati nel paragrafo della presente relazione relativo alla analisi dei carichi gravitazionali.

Nelle tabelle seguenti sono riportati nel dettaglio i calcoli e le verifiche condotte per i solai, con riferimento a ciascuno schema di calcolo significativo.

La predalle si considera armata con tralicci formati da 2 $\phi 12$ inferiori ed 1 $\phi 16$ superiore ed aventi altezza pari a 16.5cm. Tale armatura si considera efficace nelle sole verifiche della sezione di mezzeria del solaio. Nella verifica in appoggio per momento negativo si considera efficace la rete metallica $\phi 6$ con maglia 150x150.

2.9.1 Verifiche SLU del solaio di copertura

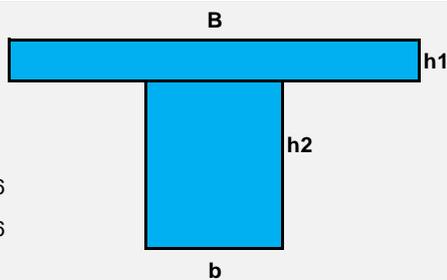
Geometria travetto					
b =	20 cm	base inferiore			
B =	60 cm	base superiore			
h1 =	4 cm	altezza soletta			
h2 =	18 cm	altezza travetto (senza sol)			
Af' =	4.02 cmq	Area armatura superiore	2 fi16		
Af =	4.02 cmq	Area armatura inferiore	2 fi16		
d' =	3 cm	copriferro arm superiore (da bordo sup)			
d =	5 cm	copriferro arm inferiore (da bordo inf)			
Rck	37 N/mm ²	Classe CLS			
Es =	210000 MPa	modulo di elasticità acciaio			
Ec =	33019 MPa	modulo di elasticità cls			
					
Analisi dei carichi					
Q =	0.5 kNm ²				
ψ0 =	0.5				
ψ1 =	0.2				
ψ2 =	0				
G1 =	3.2 kNm ²	Schema statico 1. Trave doppio appoggio carico uniforme 2. Trave doppio appoggio momento all'estremità			
G2 =	4.35 kNm ²				
l =	60 cm				
L =	480 cm				
q,s _{lu} =	10.845 kN/m				
q,s _{le,rara} =	7.55 kNm				
Sollecitazioni in campata		Sollecitazioni appoggi			
M _{slu} =	31.2 kNm	M _{slu} =	-20.8 kNm		
M _{sle} =	21.7 kNm	M _{sle} =	-14.5 kNm		
		V _{slu} =	13.0 kNm		
Verifiche di resistenza SLU					
		arm. Sup	arm. Inf	integrativa	
Mrd+ =	41.4 kNm	2 fi16	2 fi16		Verificato Verifica in campata
Mrd- =	-41.0 kNm	2 fi16	2 fi16		Verificato Appoggio
Vrd =	28 kN				Verificato Appoggio

Tabella 44 – Solaio copertura

Verifica C.A. S.L.U. - File: solaio_h22

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	4	1	4.02	3
2	20	18	2	2.01	6
			3	4.02	16
			4	2.26	19

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
B450C C30/37
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

Verifica C.A. S.L.U. - File: solaio_h22_M-

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	22	1	1.13	2
			2	4.02	3
			3	4.02	16

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
B450C C30/37
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (NTC 2018)			
classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	200	mm
altezza membratura resistene a V	H	220	mm
altezza utile	d	198	mm
area della sezione	A_{TOT}	39600	mm ²
diámetro ferro longitudinale	ϕ_l	16	mm
area armatura	A_{sl}	201.1	mm ²
	strato	1	
	passo	200	mm
	n_l/strato	1	
area armatura totale	$A_{f\text{tot}}$	201	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0051	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N		N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	2.00	
	v_{min}	0.57	
taglio resistente	V_{Rd1}	24	kN
	V_{Rd2}	23	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	13.0	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
	V_{Rd}	24	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
		verifica	

2.9.2 Verifiche di deformabilità del solaio di copertura

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m la verifica delle inflessioni è soddisfatta se il rapporto di snellezza $\lambda=l/h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa, ρ e ρ' sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff}$ ed $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale, nel caso particolare si assume $K=1$.

Data la geometria del solaio e le armature inserite, si ottiene un valore limite pari a:

As,eff	As,calc	ro (tesa)	ro' (comp)	fyk	fck	K	λ limite
[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]
402	201	0.0091	0.0091	450	30.71	1	30

Da cui

$$= l/h = 4.8/0.22 = 21.8 < 30$$

La verifica è soddisfatta.

2.10 Incidenze delle armature

Di seguito si riportano i valori di incidenza per i vari elementi strutturali del fabbricato in esame.

	peso tot	vol tot	INCIDENZA
	kg	m ³	kg/m ³
pilastri	1728.0	8.64	200
	peso tot	vol tot	INCIDENZA
	kg	m ³	kg/m ³
travi	4455.6	28.72	155
	peso tot	vol tot	INCIDENZA
	kg	m ³	kg/m ³
fondazione	14842.8	160.11	93

Tabella 45 – Incidenze armature

2.11 Spostamenti di interpiano S.L.D.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori al seguente limite per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0.005 h = 26.5 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano gli spostamenti di interpiano calcolati in corrispondenza dei nodi superiori dei pilastri di angolo della struttura allo SLD.

2.11.1 Verifica SLD

Seguono gli spostamenti dei 4 nodi di spigolo del solaio di copertura dovuti alla sola azione sismica SLD, considerata agente nelle due direzioni principali Xed Y.

Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm
2	solo_SISMA_SLD_x	6	0	0
2	solo_SISMA_SLD_x	-5	0	0
2	solo_SISMA_SLD_y	0	6	0
2	solo_SISMA_SLD_y	0	-9	0
4	solo_SISMA_SLD_x	5	0	0
4	solo_SISMA_SLD_x	-6	0	0
4	solo_SISMA_SLD_y	0	6	0
4	solo_SISMA_SLD_y	0	-9	0
34	solo_SISMA_SLD_x	6	0	0
34	solo_SISMA_SLD_x	-5	0	0
34	solo_SISMA_SLD_y	0	9	0
34	solo_SISMA_SLD_y	0	-6	0
36	solo_SISMA_SLD_x	5	0	0
36	solo_SISMA_SLD_x	-6	0	0
36	solo_SISMA_SLD_y	0	9	0
36	solo_SISMA_SLD_y	0	-6	0

Tabella 46 – SAP2000 - Verifiche spostamenti SLD

$$\delta r_{\max_SLD_x} = 6 \text{ mm} < 26.5 \text{ mm}$$

$$\delta r_{\max_SLD_y} = 9 \text{ mm} < 26.5 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

2.12 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per maggiore chiarezza e pratica applicazione è stato predisposto un dettaglio di collegamento della tamponatura alla struttura come intervento di riferimento.

Di seguito si riporta lo schema dell'intervento previsto, da riadattarsi caso per caso alla geometria delle tramezzature interessate.

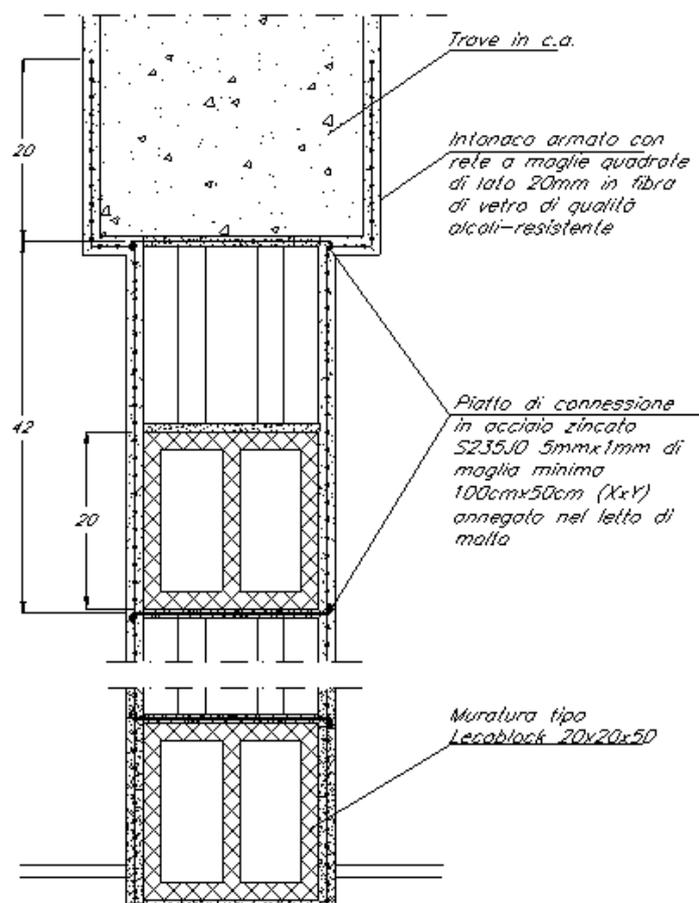


Figura 39 – schema di intervento previsto

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione

Per le strutture di fondazione si è ipotizzato un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

SPECIFICHE CALCESTRUZZO - UNI EN 206-1:2006 - UNI 11104:2004				
	Tipo Calcestruzzo			C25/30
	Resistenza cubica caratteristica	Rck	N/mm ²	30
	Resistenza cilindrica caratteristica	fck	N/mm ²	24.9
	Resistenza cilindrica media	fcm	N/mm ²	32.9
	Resistenza a trazione semplice caract.	fctk	N/mm ²	1.79
	Resistenza a trazione semplice media	fctm	N/mm ²	2.56
	Modulo elastico	Es	N/mm ²	31447
	Coefficiente parziale di sicurezza	γm		1.5
	Peso specifico	γ	N/mm ³	2.40E-05
	Coefficiente di dilatazione termica	α	1/°C	1.0E-05
	Coefficiente di Poisson	ν		0.2
CLASSE DI ESPOSIZIONE				
	Bagnato, raramente asciutto		CLASSE	XC2
	Condizioni ambientali			Ordinarie
	Classe di resistenza minima			C25/30
	Dimensioni massime degli inerti		mm	30
	Rapporto acqua/cemento massimo			0.6
	Classe di consistenza			S3
	Contenuto minimo di cemento		kg/m ³	300
CALCOLO COPRIFERRO				
	Tipo di elemento strutturale			aste/setti c.a.
	Tipo di costruzione NTC tab. 2.4.I			2
	Vita nominale della costruzione		anni	50
tab. C4.1.IV	Parametro C0 NTC			C35/45
	Parametro Cmin NTC			C25/30
	Verifica classe secondo			Cmin ≤ C < C0
	Ricoprimento minimo		mm	25
	Produzione sottoposta a controllo di			no
	Tolleranze di posa		mm	10
	Ricoprimento minimo complessivo		mm	35
PARAMETRI VERIFICHE FESSURAZIONE				
	Tipo acciaio			ordinario
Comb.	Tipo verifica			ap. fessure
Quasi perm.	Valore di calcolo di apertura delle fessure		mm	0.3
Comb.	Tipo verifica			ap. fessure
Frequente	Valore di calcolo di apertura delle fessure		mm	0.4

Tabella 47 – Caratteristiche del calcestruzzo per opere di fondazione

Si noti che, come indicato negli elaborati grafici sono stati previsti, a favore di sicurezza, ricoprimenti maggiori a quelli calcolati sopra.

3.1.2 Calcestruzzo per opere in elevazione

Per le strutture in elevazione (pilastri, setti, travi e solai) si è ipotizzato un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

SPECIFICHE CALCESTRUZZO - UNI EN 206-1:2006 - UNI 11104:2004			
	Tipo Calcestruzzo		C30/37
	Resistenza cubica caratteristica	Rck	N/mm ² 39
	Resistenza cilindrica caratteristica	fck	N/mm ² 30.71
	Resistenza cilindrica media	fcm	N/mm ² 38.71
	Resistenza a trazione semplice caratteristica	fctk	N/mm ² 2.06
	Resistenza a trazione semplice media	fctm	N/mm ² 2.94
	Modulo elastico	Es	N/mm ² 33019
	Coefficiente parziale di sicurezza	γm	1.5
	Peso specifico	γ	N/mm ³ 2.40E-05
	Coefficiente di dilatazione termica	α	1/°C 1.0E-05
	Coefficiente di Poisson	ν	0.2
CLASSE DI ESPOSIZIONE			
	Umidità moderata	CLASSE	XC3
	Condizioni ambientali		Ordinarie
	Classe di resistenza minima		C30/37
	Dimensioni massime degli inerti	mm	30
	Rapporto acqua/cemento massimo		0.55
	Classe di consistenza		S4
	Contenuto minimo di cemento	kg/m ³	320
CALCOLO COPRIFERRO			
	Tipo di elemento strutturale		aste/setti c.a.
	Tipo di costruzione NTC tab. 2.4.I		2
	Vita nominale della costruzione	anni	50
tab. C4.1.IV	Parametro C0 NTC		C35/45
	Parametro Cmin NTC		C25/30
	Verifica classe secondo		Cmin ≤ C < C0
	Ricoprimento minimo	mm	25
	Produzione sottoposta a controllo di		no
	Tolleranze di posa	mm	10
	Ricoprimento minimo complessivo	mm	35
PARAMETRI VERIFICHE FESSURAZIONE			
	Tipo acciaio		ordinario
Comb.	Tipo verifica		ap. fessure
Quasi perm.	Valore di calcolo di apertura delle fessure	mm	0.3
Comb.	Tipo verifica		ap. fessure
Frequente	Valore di calcolo di apertura delle fessure	mm	0.4

Tabella 48 – Caratteristiche del calcestruzzo per opere in elevazione

3.2 Acciaio per c.a.

Si prevede l'utilizzo di acciaio per c.a. di classe B450C, saldabile, controllato in stabilimento.

Nelle verifiche degli elementi strutturali si sono adottati i seguenti valori di calcolo:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$;

Modulo di elasticità: $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$;

Coefficiente di Poisson: $\mu = 0.3$;

Modulo di elasticità tangenziale: $G = 750000 \text{ kg/cm}^2$

Peso specifico: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$;

Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 1.2e - 05 \text{ } 1/^\circ\text{C}$;

Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_{b,c} = 1.15$.

3.3 Pannelli di tamponatura

Per quanto riguarda i pannelli di tamponatura, questi saranno prefabbricati in lastre di calcestruzzo armato alleggeriti con polistirene espanso e saranno connessi alla struttura principale mediante giunti che consentono uno spostamento orizzontale nel piano del pannello congruente con i limiti da normativa NTC18 al punto 7.3.7.2. I medesimi giunti dovranno altresì sopportare le azioni verticali e orizzontali fuori dal piano del pannello dovute al peso proprio, al vento e al sisma.