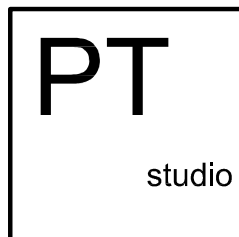


Committente: **COMUNE DI PIOSSASCO**
Provincia di Torino



Intervento : *RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DEL PALAZZO MUNICIPALE*
PROGETTO ESECUTIVO

Coordinamento generale e progetto architettonico:



Progetto Territorio

Programmi complessi, progettazione urbanistica, progettazione architettonica

Sede legale via Dania 8 - 15076 Ovada - Alessandria -

Sedi operative :

15100 Alessandria - via Parma 20 tel. 0131.234221

15076 Ovada - P.zza XX settembre 53 tel. 0143.86389

e-mail progettoterritorio@libero.it

Progetto strutturale e coordinamento sicurezza:

Ing. Gianfranco Patta, C.so Duca degli Abruzzi 27, Torino
Tel. 011/59.05.51 Fax 011/568.39.58 e-mail ingpatta@tin.it

Progetto impiantistico:

Ing. Uberto A. Forgia, Via Martiri della Libertà 127, San Mauro Torinese (TO)
Tel. 011/822.61.95 Fax 011/822.43.67 e-mail info@cadauta-engineering.it

Elaborato: **PROGETTO STRUTTURALE:**

**RELAZIONE DI VERIFICA SISMICA
DELLE STRUTTURE**

n.

D-S02

Scala :

Data:

REV. 14 SETTEMBRE 2015

Adeguamento progetto a seguito parere Soprintendenza
10 marzo 2015 prot. 4617 cl. 34.16.08 / 790.9

INDICE

1. RELAZIONE TECNICA.....	2
1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
1.2. LIVELLO DI CONOSCENZA	2
1.3. TERRENO E STRUTTURA DI FONDAZIONE	4
1.4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
1.5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA	4
1.5.1. <i>Definizione e classificazione</i>	4
1.5.2. <i>Metodi di verifica</i>	5
1.6. MATERIALI.....	6
1.6.1. <i>Muratura</i>	6
1.6.2. <i>Conglomerato Cementizio</i>	6
1.6.3. <i>Acciai</i>	6
1.7. SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.....	7
1.8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	7
1.9. CONDIZIONI DEI CARICHI STATICI	11
1.10. ANALISI DEI CARICHI	11
1.10.1. <i>Pesi propri (G_1)</i>	11
1.10.2. <i>Carichi permanenti (G_2)</i>	11
1.10.3. <i>Carichi variabili (Q_{ki})</i>	11
1.10.3.1. <i>Uffici</i>	11
1.10.3.2. <i>Neve</i>	12
1.10.3.3. <i>Sisma</i>	12
1.10.3.3.1. <i>Parametri generali</i>	12
1.10.3.3.2. <i>Fattore di struttura</i>	13
1.10.3.3.3. <i>Carichi Sismici</i>	14
1.10.3.3.4. <i>Analisi Dinamica</i>	15
1.11. COMBINAZIONI DI CARICO	17
1.12. MODELLAZIONE DEI MATERIALI	18
1.13. TIPO DI ANALISI.....	18
2. CODICE DI CALCOLO.....	19
2.1. GRADO DI AFFIDABILITA' DEL CODICE	19
2.2. MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE	19
2.3. VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO.....	19
2.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	20
3. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PORTANTI E DELLE FONDAZIONI.....	21
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	23
3.2. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI.....	24
3.3. RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN MURATURA	26
3.4. RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO.....	27
3.5. RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN LEGNO	28
4. CONCLUSIONI	30

1. RELAZIONE TECNICA

1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il fabbricato in esame, in origine sede di un convento e successivamente divenuto sede comunale, fu edificato nel XVII secolo. L'intero edificio fu oggetto di successivi rimaneggiamenti tra il 1800 e il 1900; questo si evince dal fatto che la struttura portante è costituita da tipologie eterogenee.

Il complesso ha struttura a corte aperta su Piazza Tenente Nicola e, in particolare, la parte interessata dagli interventi si affaccia anche su Piazza Partigiani.

Il corpo del fabbricato in esame e oggetto di lavoro è costituito da due piani fuori terra, il sottotetto e la copertura, e copre una superficie di mq 400 circa.

La struttura portante verticale è costituita da pietre e mattoni. I soffitti dei locali del piano primo, oggetto dello studio e delle attività di risanamento, non sono assimilabili ad un'unica tipologia di struttura. Si è rilevato, infatti, che parte di essi sono a volta in mattoni (vela, botte, crociera) e alcuni sono costituiti da ossatura lignea. In alcuni casi è possibile vedere direttamente la struttura portante intonacata, in altri casi sono stati realizzati dei controsoffitti, o piani, o essi stessi a volta.

Al sottotetto è possibile accedere solamente tramite una botola nel solaio. La pavimentazione è rustica e non regolare, in quanto segue l'andamento delle volte. L'accesso è consentito solo per manutenzioni alle strutture, alla copertura, o alle tubature qui passanti.

La copertura è a doppia falda, asimmetrica. Essa è costituita da travi, longheroni e listelli in legno, completata da coppi in laterizio.

In adiacenza all'edificio in muratura, si trova un basso fabbricato, di più recente edificazione, con una struttura portante costituita da pilastri e solaio in cemento armato.

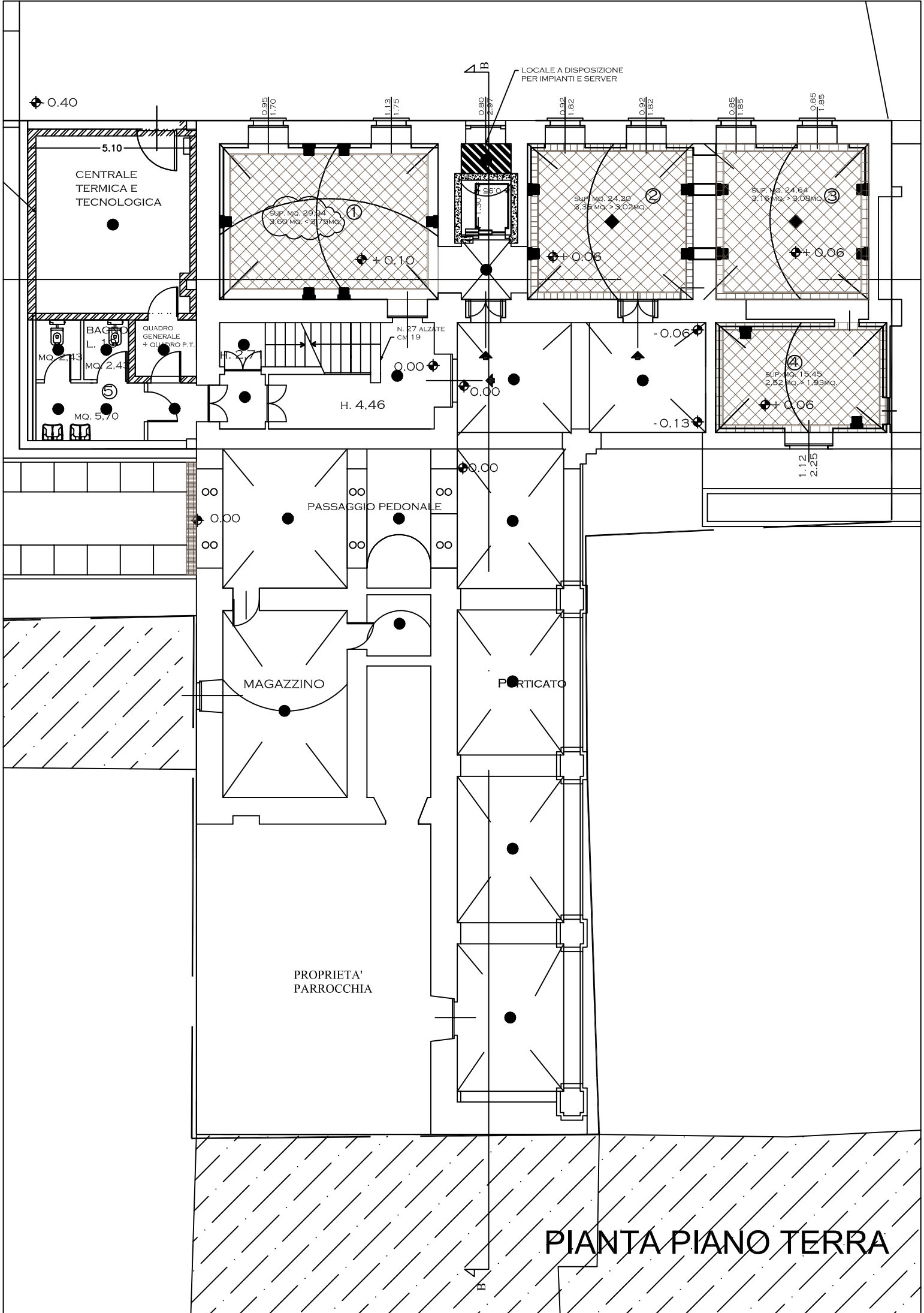
1.2. LIVELLO DI CONOSCENZA

Ai fini della verifica sismica, il fabbricato in oggetto è stato studiato secondo un modello che ne simula il comportamento, sottoponendolo sia alle sollecitazioni dovute ai carichi statici sia a quelle derivanti dall'azione di un sisma di progetto. Tale studio è stato eseguito dopo aver definito le geometrie, le tecniche costruttive e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti i singoli fabbricati. Le indicazioni normative prescrivono, per gli edifici esistenti, tre livelli di conoscenza, LC1, LC2 ed LC3, in base ai quali si possono adottare i rispettivi fattori di confidenza, che si utilizzeranno poi per i calcoli in oggetto.

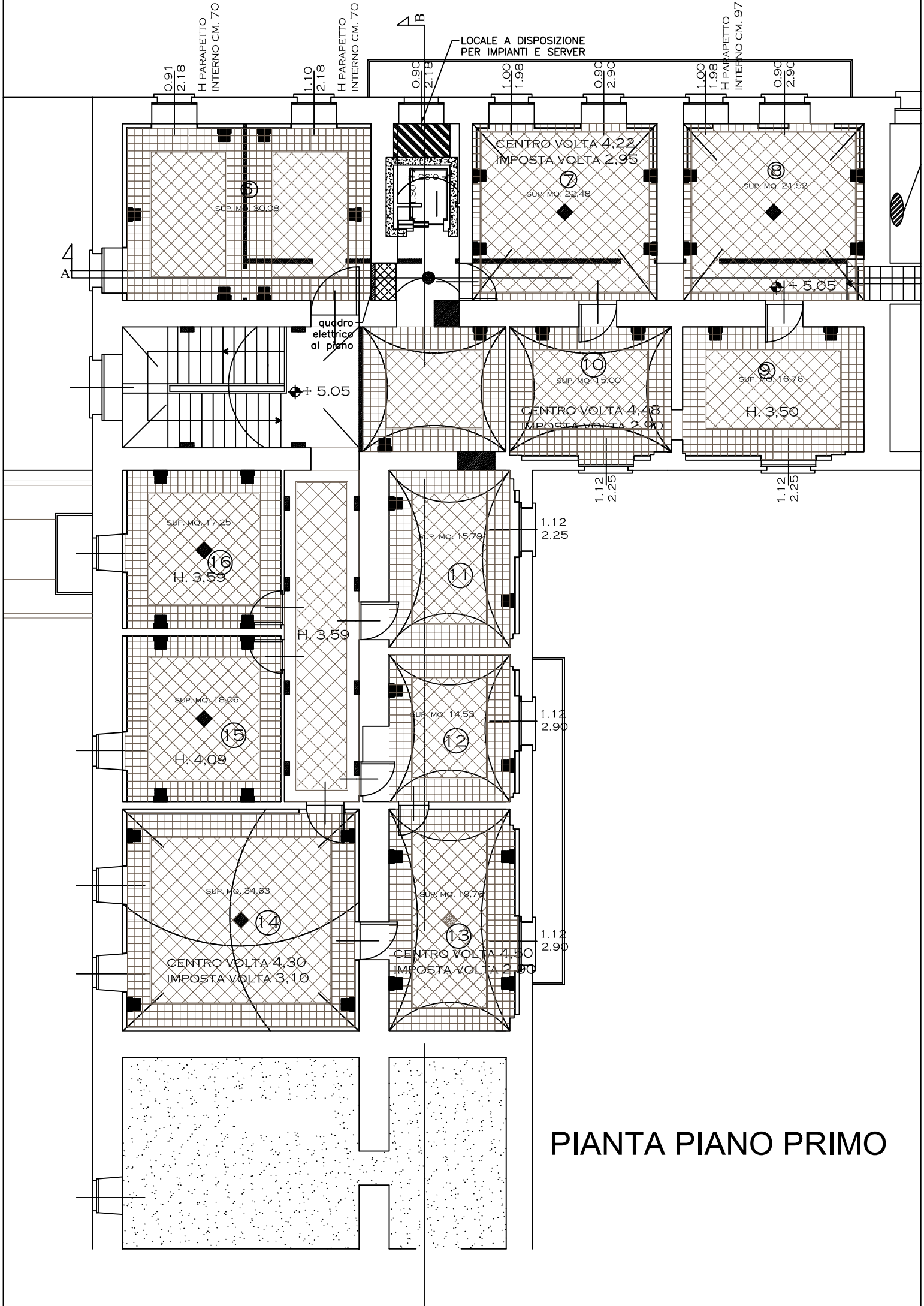
Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$;
- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.2$;
- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.35$.

Nel caso specifico, il livello di conoscenza è frutto solo di una serie di rilievi in sito e di una analisi visiva dei materiali, corrispondente al livello LC1.



PIANTA PIANO TERRA



1.3. TERRENO E STRUTTURA DI FONDAZIONE

Dai dati forniti dalla relazione geologica e dalle prove penetrometriche eseguite in situ, si evince una stratigrafia del terreno, caratterizzata da :

- fino a 1,2 m ca di profondità: strato di copertura, costituito da materiale sabbioso di vegetale e/o riporto limoso-sabbioso con presenza di ciottoli e ghiaia grossolana con:
 - o $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
 - o $S_u = 29 \text{ kPa}$
- fino a 4,5 m ca di profondità: limi sabbiosi grigiastri argillificati, con:
 - o $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$
 - o $S_u = 44 \text{ kPa}$

Le fondazione vengono assunte con base $B = 140 \text{ cm}$.

1.4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- DM 14 Gennaio 2008
- Circolare 2 Febbraio 2009, n.617
- UNI 1992-1-1 : “Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità”.
- UNI 1995-1-1 : “Progettazione delle strutture di legno”

1.5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

1.5.1. Definizione e classificazione

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono verificate secondo il metodo degli *Stati Limite*:

a. Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Le situazioni che precedono il collasso sono trattate anch'esse come stati limite ultimi. Gli stati limite ultimi per cui è richiesta la verifica riguardano:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa, considerata come corpo rigido;

- il dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

1.5.2. Metodi di verifica

Una struttura deve essere verificata per tutti gli stati limite ultimi. La verifica agli stati limite ultimi si basa su modelli plastici. Per tutti gli stati limite occorre preliminarmente cumulare le azioni permanenti (peso proprio e carichi permanentemente portati) e variabili (carichi di esercizio, vento, neve, sisma) mediante idonee “combinazioni di carico” e disporre i carichi variabili sulla struttura in modo da “massimizzare” l’effetto sfavorevole considerato.

1.6. MATERIALI

1.6.1. Muratura

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce

-	livello di conoscenza	LC1	
-	resistenza a compressione media	$f_m = 2,40$	N/mm^2
-	resistenza a taglio media	$\tau_0 = 0,60$	N/mm^2
-	modulo di elasticità normale	$E = 1500$	N/mm^2
-	modulo di elasticità tangenziale	$G = 500$	N/mm^2
-	coefficienti correttivi dei parametri meccanici per :		
	○ malta di buone caratteristiche:	1,5	
	○ giunti sottili (< 10 mm)	1,5	
	○ presenza di elementi di collegamento trasversale	1,3	
-	resistenza a compressione media “corretta”	$f_m = 7,00$	N/mm^2
-	resistenza a taglio media “corretta”	$\tau_0 = 0,88$	N/mm^2
-	fattore di confidenza	$FC = 1,35$	
-	fattore di sicurezza parziale	$\gamma_M = 2$	
-	resistenza a compressione di calcolo	$f_d = 2,60$	N/mm^2
-	resistenza a compressione di calcolo	$f_{vd} = 0,44$	N/mm^2

1.6.2. Conglomerato Cementizio

-	livello di conoscenza	LC1	
-	resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} = 20$	N/mm^2
-	resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 16.6$	N/mm^2
-	modulo elastico secante medio	$E_{cm} = 28'821$	N/mm^2
-	fattore di confidenza	$FC = 1,35$	
-	fattore di sicurezza parziale	$\gamma_c = 1.5$	
-	resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd} = 7.00$	N/mm^2

1.6.3. Acciai

- Acciaio per cemento armato tipo FeB44

-	livello di conoscenza	LC1	
---	-----------------------	-----	--

-			
-	resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} = 540$	N/mm^2
-	tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 430$	N/mm^2
-	modulo elastico medio	$E_{sm} = 210$	kN/mm^2
-	fattore di confidenza	$FC = 1,35$	
-	fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$	
-	tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 277$	N/mm^2

1.7. SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidezza.

I plinti di fondazione vengono assimilati a vincoli elastici di cui e' fornita la costante di rigidezza.

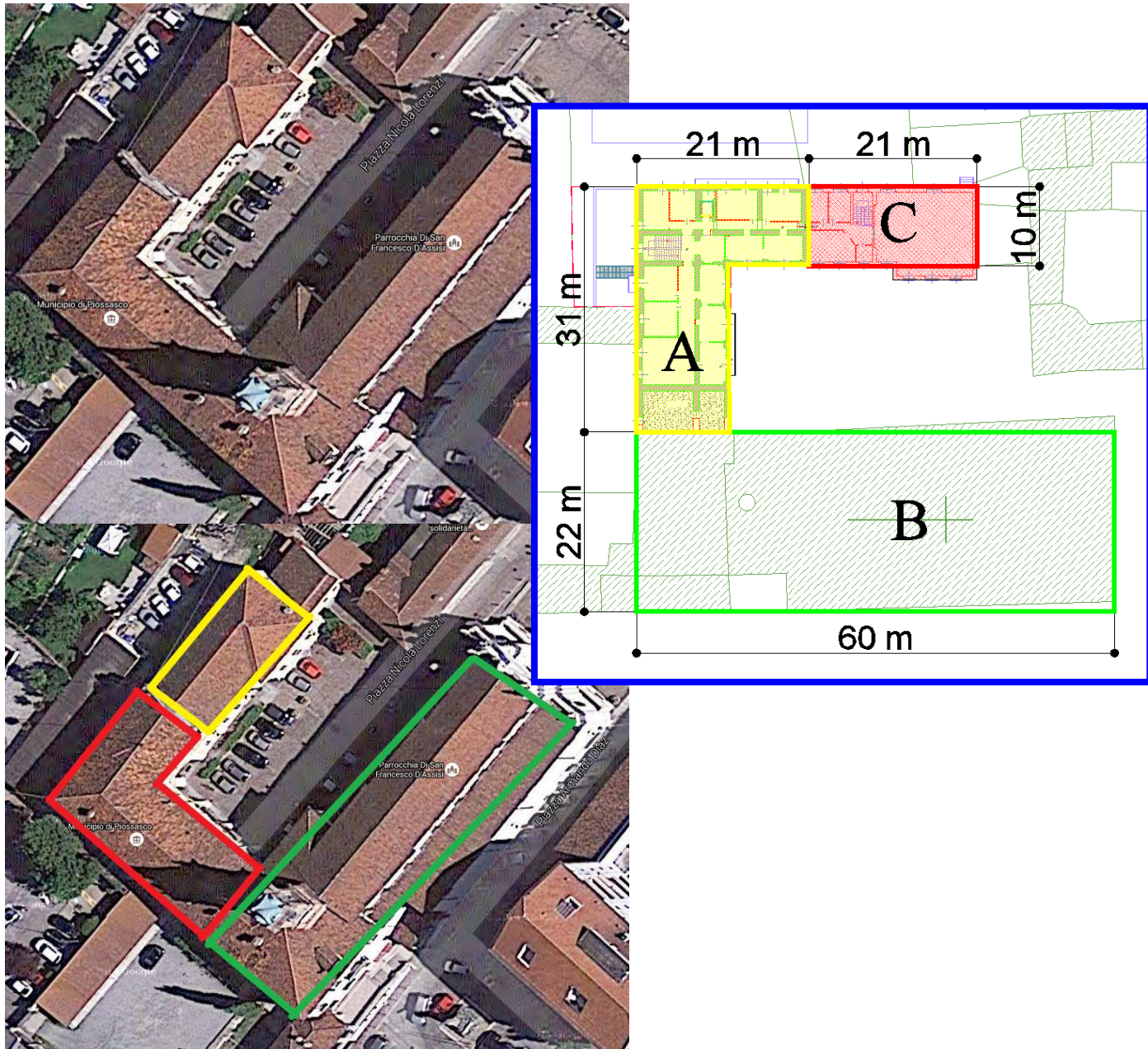
Le travi di fondazione sono schematizzate come poggianti su vincoli elastici distribuiti.

1.8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali.

Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

Il corpo edilizio oggetto della presente relazione, di seguito identificato con “A”, risulta fisicamente appartenente ad un più ampio complesso strutturale comprendente i corpi “B” e “C”.



Come illustrato nelle foto seguenti, i corpi A e B risultano strutturalmente continui, in quanto costruiti contemporaneamente; il corpo C, edificato successivamente, appare invece strutturalmente indipendente. Il corpo B, inoltre, presenta dimensioni e rigidezza visibilmente maggiori rispetto al corpo A, tanto da poter essere considerato, nei confronti di quest'ultimo, un elemento di “ritenuta”.

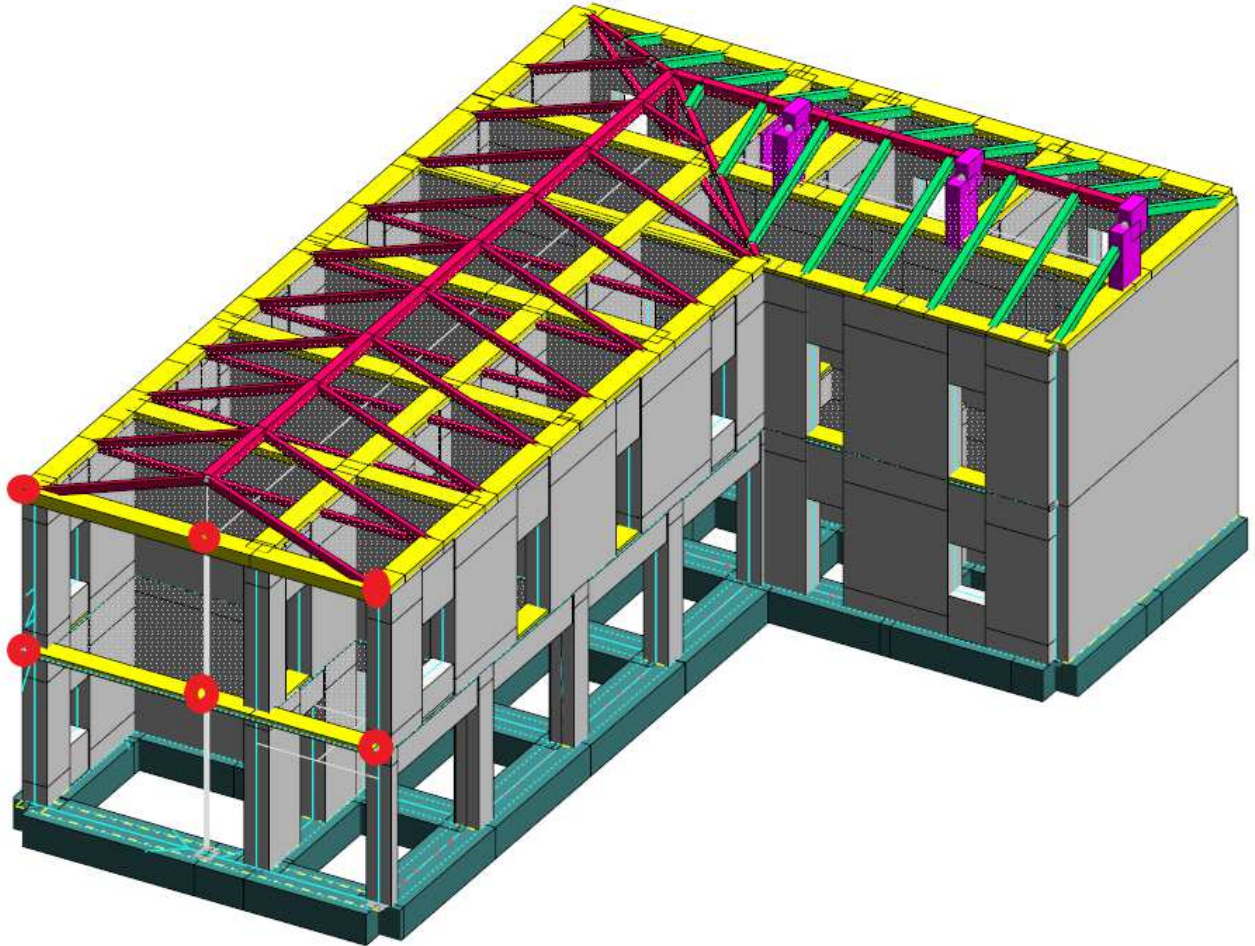


Giunzione tra corpo "A" e corpo "C"



Giunzione tra corpo "A" e corpo "B"

In considerazione di quanto sopra, risulta giustificabile una schematizzazione dell'edificio che preveda un modello strutturale svincolato nei confronti del corpo C e che presenti dei vincoli orizzontali in corrispondenza del confine col corpo B.



Vincoli orizzontali

1.9. CONDIZIONI DEI CARICHI STATICI

	TIPO	CATEGORIA NTC '08	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
1	Pesi Propri	G ₁			
2	Permanenti	G ₂			
3	Esercizio Uffici	B2:Uffici aperti al pubblico	0,7	0,7	0,6
5	Neve	Neve (<1000m slm)	0,5	0,2	0,0

1.10. ANALISI DEI CARICHI

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcolo sono specificate nella stampa dei dati di input.

1.10.1. Pesi propri (G₁)

- | | | |
|-----------------------------------|-----------|-------------------------------|
| - Peso proprio manto di copertura | | 0.70 <i>kN/m²</i> |
| - Peso proprio volte in muratura | s = 10 cm | 18.00 <i>kN/m²</i> |
| - Peso proprio solaio in blocchi | | 3.00 <i>kN/m²</i> |

1.10.2. Carichi permanenti (G₂)

Pavimento su volte		TOTALE		4.00 <i>kN/m²</i>
- Sottofondo in argilla espansa	sm = 25 cm			2.00 <i>kN/m²</i>
- cappa di rinforzo in cls	s = 6-8cm			1.50 <i>kN/m²</i>
- Piastrelle in ceramica				0.50 <i>kN/m²</i>

1.10.3. Carichi variabili (Q_{ki})

1.10.3.1. Uffici

- | | | | | |
|---------------------------------------|---------|--|--|------------------------------|
| - Esercizio uffici aperti al pubblico | Cat. B2 | | | 3.00 <i>kN/m²</i> |
|---------------------------------------|---------|--|--|------------------------------|

1.10.3.2. Neve

- Zona 0
- Altitudine 304 m
- Periodo di ritorno 50 anni
- q_{sk} (carico neve al suolo) 1.63 kN/m^2

Inclinazione falda	μ	q_s kN/m^2
19°	0.8	1.30

1.10.3.3. Sisma

Il metodo di analisi sismica è del tipo **lineare dinamica**.

1.10.3.3.1. Parametri generali

Dati Progetto

- Edificio sito in località Piossasco (long. 7.466 lat. 44.990400)
- Categoria del suolo di fondazione C
- Coeff. di amplificazione stratigrafica S_s 1.500
- Coeff. di amplificazione topografica S_T 1.000
- Coefficiente S 1.500
- Vita nominale dell'opera VN 50 anni
- Coefficiente d'uso (classe d'uso III) C_U 2.0
- Periodo di riferimento V_R 100
- Probabilità di superamento in VR PV_R 10 %
- Tempo di ritorno T_R 949
- Coeff. di smorzamento viscoso ξ 5 %

Valori risultanti per SLV:

a_g 1.213 [g/10]

Fo 2.541

T_C^* 0.27

1.10.3.3.2. Fattore di struttura

Edificio con struttura in muratura :

Il sistema viene considerato dissipativo (§ 7.3.1)

- Fattore di struttura **q** **3,600**
con $q = q_0 * K_R$ (eq. 7.3.1 e § 7.8.1.3)

dove :

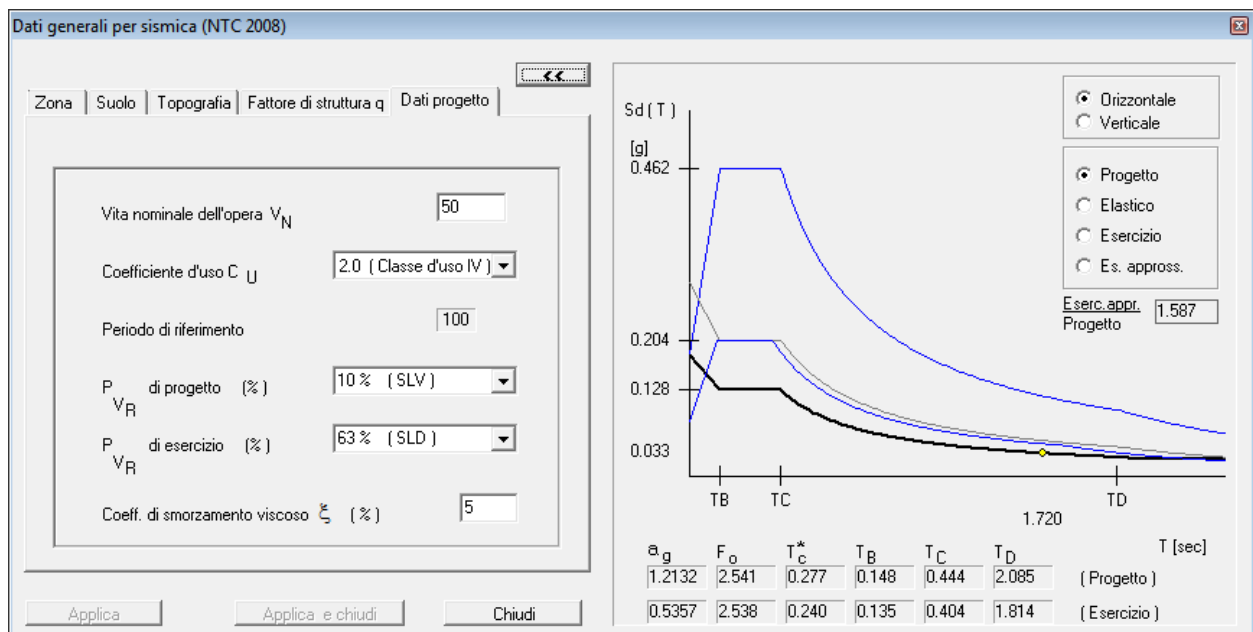
$q_0 = 2,0 \alpha_u / \alpha_l$ Costruzioni in muratura ordinaria (§7.8.1.3-Tabella 7.8.1)

$\alpha_u / \alpha_l = 1,8$ Costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani (§ 7.8.1.3)

$K_R = 1.0$ Edificio regolare in altezza (§ 7.3.1)

$$q_0 = 2.0 * 1,8 = 3,600$$

- Coeff. Lambda 1.00
- Periodo di vibrazione T1 0.32 sec
- Spettro di Progetto S_d 0.128



1.10.3.3. Carichi Sismici

Condizioni Generanti Carichi Sismici

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO		COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE <i>kN</i>
1	Pesi Propri	1.000	35358.46
2	Permanenti	1.000	2254.03
3	Esercizio Uffici	0.300	383.82

Piani	Pesi	C. distr.	Forze di piano	Torc. di piano X	Torc. di piano Y	Baric. X	Baric. Y
<i>cm</i>	<i>kN</i>		<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
65	1331.90	0.013	17.53	26.20	17.50	579	2106
300	243.00	0.061	14.76	6.60	3.30	-230	2605
400	4110.57	0.081	332.87	497.90	333.10	684	2018
500	12263.70	0.101	1241.36	1896.20	1273.60	806	1658
905	4877.34	0.183	893.59	1344.00	894.20	791	1967
1000	5222.46	0.202	1057.26	1615.00	1084.70	795	1555
1091	12.69	0.221	2.80	0.70	0.80	540	2592
1150	21.12	0.233	4.92	0.70	0.90	528	2602

1.10.3.3.4. Analisi Dinamica

Tabella Autovettori

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE											
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7					
1	0.103913	2.23	2.69	0.00	0.051	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.068111	4.12	2.37	0.00	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.040484	0.29	1.58	0.00	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.005403	46.93	1.19	0.00	0.063	0.046	0.036	0.035	0.014	0.013	0.013	0.011	0.008	0.008		
5	0.003697	5.59	0.84	0.00	0.706	0.387	0.363	0.053	0.050	0.046	0.037	0.024	0.024			
6	0.003467	17.58	1.51	0.00	0.728	0.685	0.074	0.068	0.063	0.048	0.030	0.030				
7	0.003261	0.00	0.00	0.00	0.996	0.106	0.096	0.088	0.065	0.039	0.038					
8	0.00324	0.48	53.78	0.00	0.110	0.100	0.091	0.067	0.040	0.040						
9	0.002446	5.81	2.17	0.00	0.978	0.914	0.573	0.202	0.199							
10	0.002409	0.00	0.00	0.00	0.976	0.664	0.229	0.226								
11	0.002372	0.29	20.64	0.00	0.764	0.262	0.258									
12	0.002244	0.51	1.11	0.00	0.444	0.437										
13	0.002007	0.00	0.00	0.00	1											
14	0.002003	2.25	0.23	0.00												
	MASSA TOTALE	86.08	88.10	0.00												

Nell'analisi modale vengono considerati modi con masse inferiori al 5%, per poter formalmente raggiungere la soglia dell' 85%, la Normativa evidenzia l'opportunità di considerare modi con masse sollecitate maggiori del 5%; si ritiene di derogare da tale indirizzo in quanto:

- il modello di calcolo presenta dei vincoli orizzontali alla quota dei solai e quindi deformazioni limitate;
- I modi con massa superiore al 5% comprendono il 75% (<85%) delle masse attive, dato ritenuto comunque accettabile.

Condizioni di carico sismico generato

5	Sisma X	non utilizzati nei casi di carico
6	Sisma Y	
7	Torcente add. X	effetti della eccentricità accidentale del centro di massa (§ 7.3.3.1)
8	Torcente add. Y	
9	Autovett 001 (X)	Modo proprio X
10	Autovett 001 (Y)	Modo proprio Y
11	Autovett 002 (X)	Modo proprio X
12	Autovett 002 (Y)	Modo proprio Y
13	Autovett 004 (X)	Modo proprio X
14	Autovett 004 (Y)	Modo proprio Y
15	Autovett 005 (X)	Modo proprio X
16	Autovett 005 (Y)	Modo proprio Y
17	Autovett 006 (X)	Modo proprio X
18	Autovett 006 (Y)	Modo proprio Y
19	Autovett 008 (X)	Modo proprio X
20	Autovett 008 (Y)	Modo proprio Y
21	Autovett 009 (X)	Modo proprio X
22	Autovett 009 (Y)	Modo proprio Y
23	Autovett 010 (X)	Modo proprio X
24	Autovett 010 (Y)	Modo proprio Y
25	Autovett 011 (X)	Modo proprio X
26	Autovett 011 (Y)	Modo proprio Y
27	Autovett 014 (X)	Modo proprio X
28	Autovett 014 (Y)	Modo proprio Y

1.11. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	quadr.		
				11	1.000	quadr.		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
				17	1.000	quadr.		
				19	1.000	quadr.		
				21	1.000	quadr.		
				23	1.000	quadr.		
				25	1.000	quadr.		
				27	1.000	quadr.		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	8	1.000	±		
				10	1.000	quadr.		
				12	1.000	quadr.		
				14	1.000	quadr.		
				16	1.000	quadr.		
				18	1.000	quadr.		
				20	1.000	quadr.		
				22	1.000	quadr.		
				24	1.000	quadr.		
				26	1.000	quadr.		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	0.300	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.300	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	1.587
				2	1.000	+	3	0.476
				3	0.300	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	1.587
				2	1.000	+	2	0.476
				3	0.300	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+	3	0.330
				3	0.300	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+	2	0.330
				3	0.300	+		
10	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
11	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				4	0.200	+		
12	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.300	+		

Per quanto riguarda l'analisi delle fondazioni, si è scelto l'approccio 2

1.12. MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

1.13. TIPO DI ANALISI

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo e' ad elementi finiti. Il calcolo sismico e' stato effettuato tramite analisi statica/dinamica. La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

2. CODICE DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri in cemento armato si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), versione del 2009, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

2.1. GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

2.2. MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

2.3. VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate

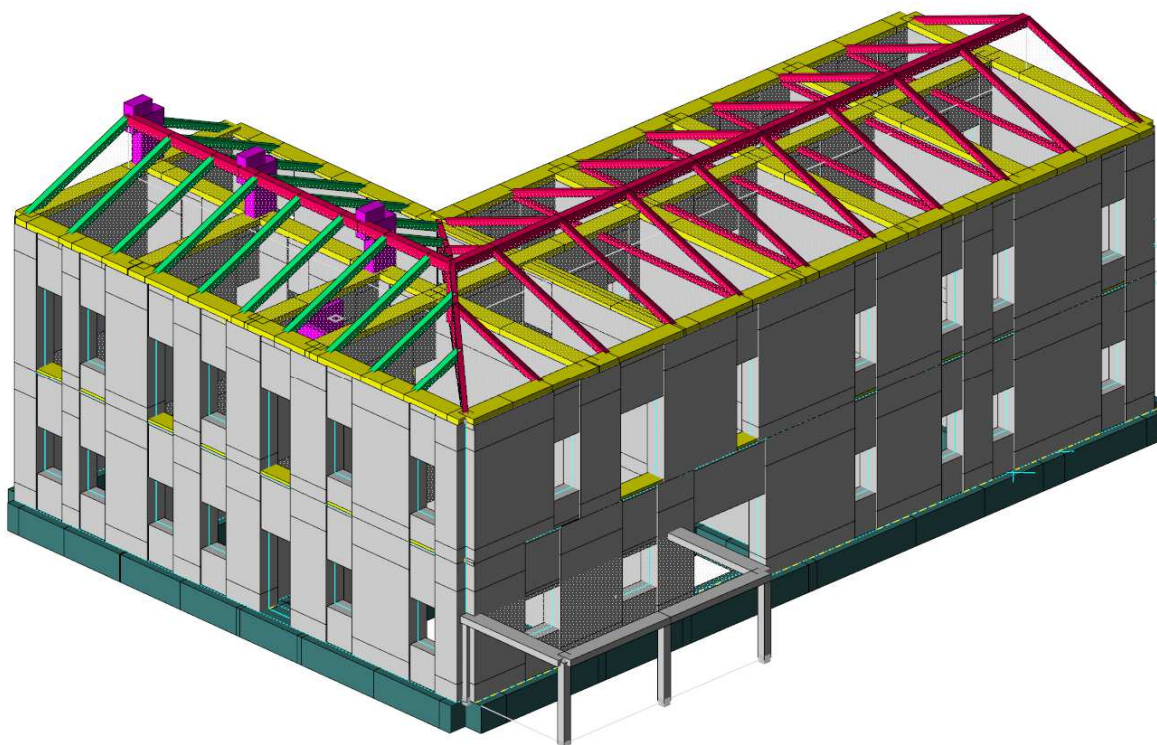
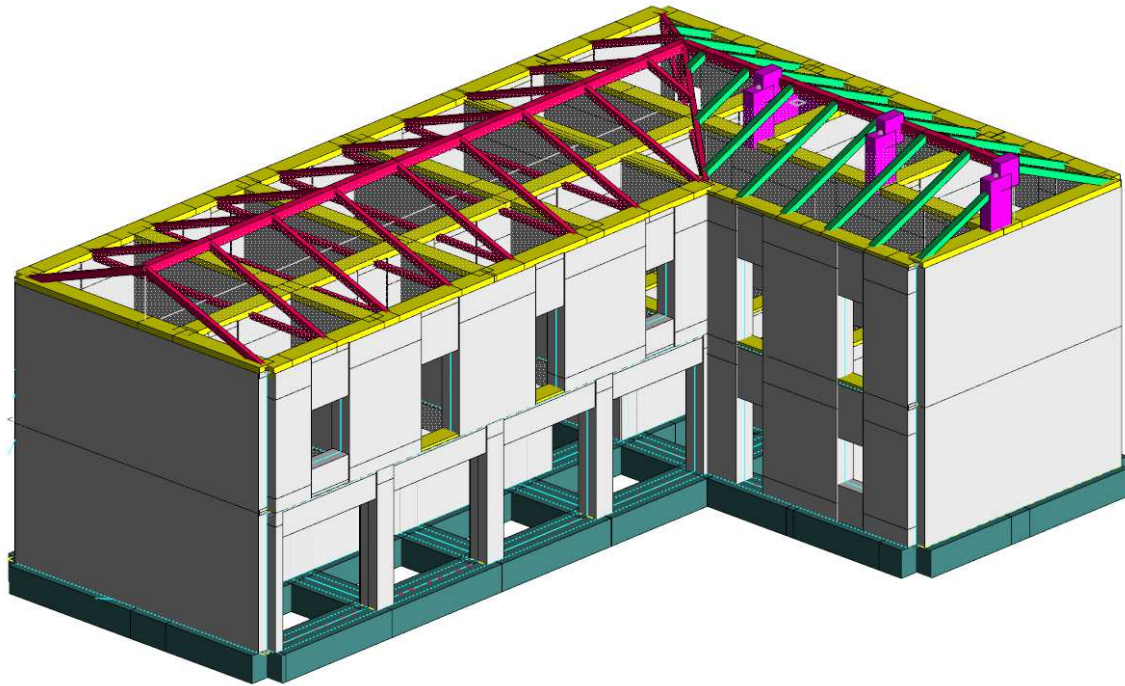
labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da origine a sollecitazioni simmetriche.

2.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati.

3. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PORTANTI E DELLE FONDAZIONI

Modelli tridimensionali di calcolo



Seguono le relazioni di verifica allo SLV delle strutture e delle fondazioni:

- Capacità portante delle fondazioni
- Calcolo dei cedimenti delle fondazioni
- Resistenza delle strutture in muratura
- Resistenza delle strutture in cemento armato

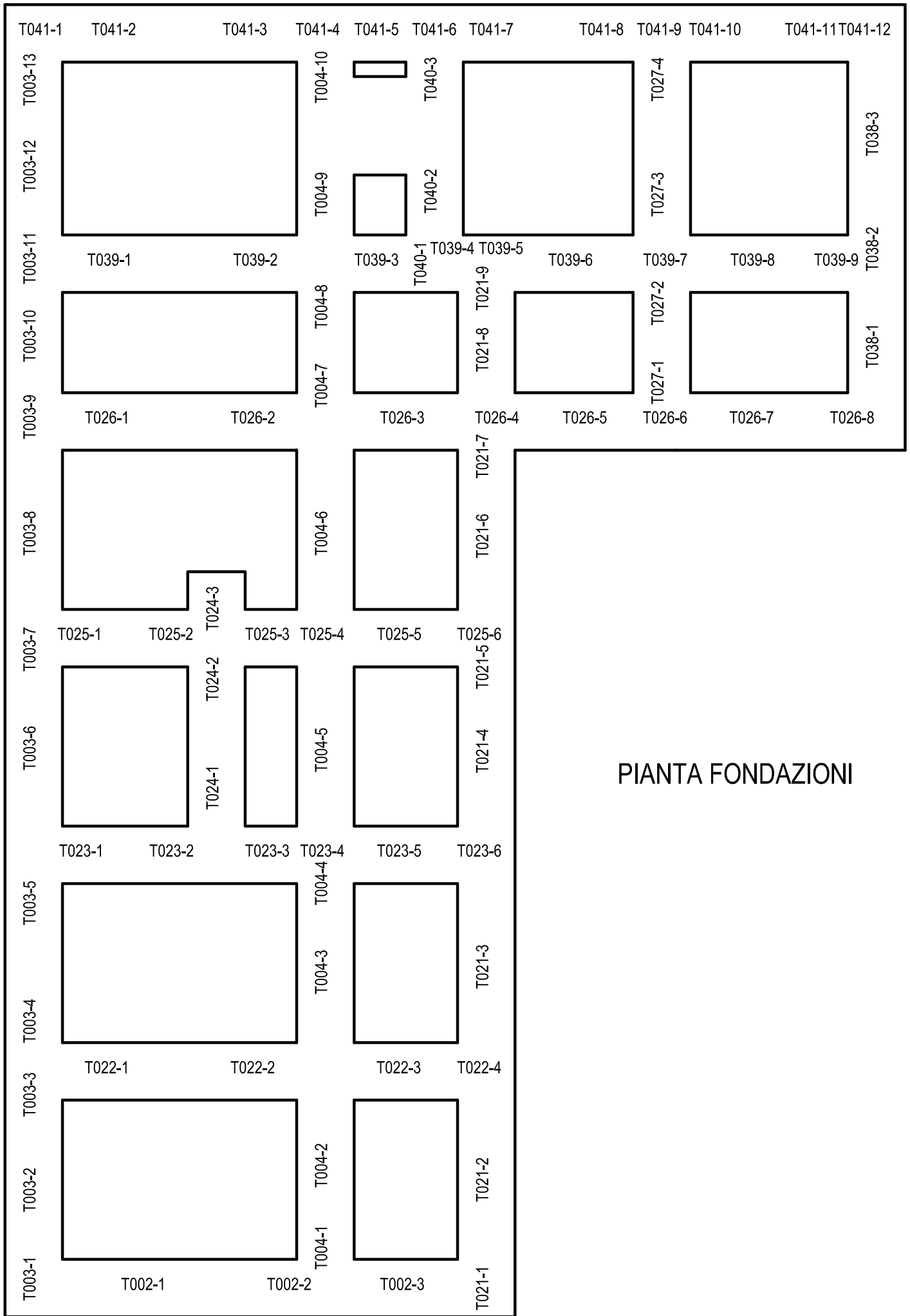
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. Per le verifiche in condizioni non drenate si utilizzando i coefficienti di capacità portante, quelli correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g), suggeriti da Brinch Hansen e Vesic (1970, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni non drenate, l'adesione fondazione terreno è assunta pari alla resistenza al taglio non drenata del terreno moltiplicata per il coefficiente 0.40. Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

Seguono tabulati di verifica.



PIANTA FONDAZIONI

Valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento di una fondazione superficiale (TRAVE_T003).

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.2)	1-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.04$
1-1 Caso 1-1 Nodo 8							
2	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	2-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
2-1 Caso 4-10 Nodo 8							
3	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	3-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
3-1 Caso 5-7 Nodo 8							
4	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	4-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
4-1 Caso 8-10 Nodo 8							
5	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	5-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
5-1 Caso 9-7 Nodo 8							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G1, sfa}$	$\gamma_{G2, fav}$	$\gamma_{G2, sfa}$	$\gamma_{O1, fav}$	$\gamma_{O1, sfa}$	γ_{γ}	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R, equ}$	$\gamma_{R, upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			8732.531	8969.122	SI (8732.531/8969.122 = 1.02 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			6841.262	8965.869	SI (8965.869/6841.262 = 1.31 >= 1.0)

3-1	Verifica non richiesta.	6839.162	8968.146	SI (8968.146/6839.162 = 1.31 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.	6841.849	8965.544	SI (8965.544/6841.849 = 1.31 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.	6839.538	8968.052	SI (8968.052/6839.538 = 1.31 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **resistenza a scorrimento**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			0	787.2	SI (787.2/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			2.4	2827.025	SI (2827.025/2.4 = 1 177.93 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			0.72	2827.049	SI (2827.049/0.72 = 3 926.46 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.			2.64	2827.021	SI (2827.021/2.64 = 1 070.84 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.			0.79	2827.048	SI (2827.048/0.79 = 3 578.54 >= 1.0)

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	s_u [N/mm ²]
1	Strato 1	0	-100	16	21.5	0.029
2	Strato 2	-100	-480	16.5	21.5	0.044

La stratigrafia non contiene una falda

Verifiche in condizioni non drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-9232.5306	0	0	0	0	10
2-1	2.4	0	-6841.2623	0	0	0	0	10
3-1	0.72	0	-6839.162	0	0	0	0	10
4-1	2.64	0	-6841.8488	0	0	0	0	10
5-1	0.79	0	-6839.5385	0	0	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-9232.5306	0	0	-	-	-

2-1	2.4	0	-6841.2623	0	0.24	-	-	-
3-1	0.72	0	-6839.162	0	0.072	-	-	-
4-1	2.64	0	-6841.8488	0	0.264	-	-	-
5-1	0.79	0	-6839.5385	0	0.079	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	q_t [N/mm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_γ [N/mm ²]	$q_{lim,c}$ [N/mm ²]	$q_{lim,q}$ [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
2-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
3-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
4-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
5-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.182	492000	8969.122	8732.531	SI (8732.531/8969.122 = 1.02 >= 1.0)
2-1	2.30	0.182	491978.43	8965.869	6841.262	SI (8965.869/6841.262 = 1.31 >= 1.0)
3-1	2.30	0.182	491993.53	8968.146	6839.162	SI (8968.146/6839.162 = 1.31 >= 1.0)
4-1	2.30	0.182	491976.27	8965.544	6841.849	SI (8965.544/6841.849 = 1.31 >= 1.0)
5-1	2.30	0.182	491992.9	8968.052	6839.538	SI (8968.052/6839.538 = 1.31 >= 1.0)

Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	s_u [N/mm ²]	a [N/mm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_b [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.2	0
2-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.1655	2039.8591

3-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.1896	2039.8591
4-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.162	2039.8591
5-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.1886	2039.8591

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	787.2	0	SI ($787.2/0 = 1.00 \geq 1.0$)
2-1	2827.025	2.4	SI ($2827.025/2.4 = 1177.93 \geq 1.0$)
3-1	2827.049	0.72	SI ($2827.049/0.72 = 3926.46 \geq 1.0$)
4-1	2827.021	2.64	SI ($2827.021/2.64 = 1070.84 \geq 1.0$)
5-1	2827.048	0.79	SI ($2827.048/0.79 = 3578.54 \geq 1.0$)

Valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento di una fondazione superficiale (TRAVE_T004).

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.2)	1-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.04$
1-1 Caso 1-1 Nodo 13							
2	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	2-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
2-1 Caso 4-7 Nodo 13							
3	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	3-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
3-1 Caso 5-10 Nodo 13							
4	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	4-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
4-1 Caso 8-7 Nodo 13							
5	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	5-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
5-1 Caso 9-10 Nodo 13							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G1, sfa}$	$\gamma_{G2, fav}$	$\gamma_{G2, sfa}$	$\gamma_{O1, fav}$	$\gamma_{O1, sfa}$	γ_{γ}	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R, equ}$	$\gamma_{R, upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			8816.998	8969.122	SI (8969.122/8816.998 = 1.01 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			7776.799	8967.852	SI (8967.852/7776.799 = 1.15 >= 1.0)

3-1	Verifica non richiesta.	7776.468	8968.748	SI (8968.748/7776.468 = 1.15 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.	7776.89	8967.731	SI (8967.731/7776.89 = 1.15 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.	7776.526	8968.708	SI (8968.708/7776.526 = 1.15 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **resistenza a scorrimento**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			0	787.2	SI (787.2/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			0.95	2827.047	SI (2827.047/0.95 = 2975.84 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			0.28	2827.056	SI (2827.056/0.28 = 10096.63 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.			1.04	2827.046	SI (2827.046/1.04 = 2718.31 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.			0.31	2827.055	SI (2827.055/0.31 = 9119.53 >= 1.0)

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	s_u [N/mm ²]
1	Strato 1	0	-100	16	21.5	0.029
2	Strato 2	-100	-480	16.5	21.5	0.044

La stratigrafia non contiene una falda

Verifiche in condizioni non drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-10516.9979	0	0	0	0	10
2-1	-0.95	0	-7776.7992	0	0	0	0	10
3-1	-0.28	0	-7776.4682	0	0	0	0	10
4-1	-1.04	0	-7776.8898	0	0	0	0	10
5-1	-0.31	0	-7776.5257	0	0	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-10516.9979	0	0	-	-	-

2-1	-0.95	0	-7776.7992	0	-0.095	-	-	-
3-1	-0.28	0	-7776.4682	0	-0.028	-	-	-
4-1	-1.04	0	-7776.8898	0	-0.104	-	-	-
5-1	-0.31	0	-7776.5257	0	-0.031	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	q_t [N/mm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_γ [N/mm ²]	$q_{lim,c}$ [N/mm ²]	$q_{lim,q}$ [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
2-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
3-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
4-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
5-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.182	492000	8969.122	8816.998	SI (8969.122/8816.998 = 1.01 >= 1.0)
2-1	2.30	0.182	491992.49	8967.852	7776.799	SI (8967.852/7776.799 = 1.15 >= 1.0)
3-1	2.30	0.182	491997.79	8968.748	7776.468	SI (8968.748/7776.468 = 1.15 >= 1.0)
4-1	2.30	0.182	491991.78	8967.731	7776.89	SI (8967.731/7776.89 = 1.15 >= 1.0)
5-1	2.30	0.182	491997.55	8968.708	7776.526	SI (8968.708/7776.526 = 1.15 >= 1.0)

Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	s_u [N/mm ²]	a [N/mm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_h [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.2	0
2-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.188	2039.8591
3-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.1965	2039.8591

4-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.1868	2039.8591
5-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	787.1961	2039.8591

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	787.2	0	SI ($787.2/0 = 1.00 \geq 1.0$)
2-1	2827.047	0.95	SI ($2827.047/0.95 = 2\,975.84 \geq 1.0$)
3-1	2827.056	0.28	SI ($2827.056/0.28 = 10\,096.63 \geq 1.0$)
4-1	2827.046	1.04	SI ($2827.046/1.04 = 2\,718.31 \geq 1.0$)
5-1	2827.055	0.31	SI ($2827.055/0.31 = 9\,119.53 \geq 1.0$)

Valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento di una fondazione superficiale (TRAVE_T021).

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.2)	1-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.04$
1-1 Caso 1-1 Nodo 42							
2	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	2-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
2-1 Caso 4-15 Nodo 42							
3	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	3-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
3-1 Caso 5-12 Nodo 42							
4	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	4-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
4-1 Caso 8-15 Nodo 42							
5	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	5-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
5-1 Caso 9-12 Nodo 42							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G1, sfa}$	$\gamma_{G2, fav}$	$\gamma_{G2, sfa}$	$\gamma_{O1, fav}$	$\gamma_{O1, sfa}$	γ_{γ}	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R, equ}$	$\gamma_{R, upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Verifica	Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]			E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.				5856.174	7345.738	SI (7345.738/5856.174 = 1.25 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.				4315.155	7345.375	SI (7345.375/4315.155 = 1.70 >= 1.0)

3-1	Verifica non richiesta.	4316.967	7345.626	SI (7345.626/4316.967 = 1.70 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.	4315.736	7345.333	SI (7345.333/4315.736 = 1.70 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.	4317.729	7345.612	SI (7345.612/4317.729 = 1.70 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **resistenza a scorrimento**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			0	643.584	SI (643.584/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			0.26	2309.09	SI (2309.09/0.26 = 8 881.12 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			0.08	2309.093	SI (2309.093/0.08 = 28 863.67 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.			0.29	2309.089	SI (2309.089/0.29 = 7 962.38 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.			0.09	2309.093	SI (2309.093/0.09 = 25 656.59 >= 1.0)

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	s_u [N/mm ²]
1	Strato 1	0	-100	16	21.5	0.029
2	Strato 2	-100	-480	16.5	21.5	0.044
La stratigrafia non contiene una falda						

Verifiche in condizioni non drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5856.1743	0	0	0	0	10
2-1	-0.26	0	-4315.1555	0	0	0	0	10
3-1	-0.08	0	-4316.9667	0	0	0	0	10
4-1	-0.29	0	-4315.7362	0	0	0	0	10
5-1	-0.09	0	-4317.7285	0	0	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]

1-1	0	0	-5856.1743	0	0	-	-	-
2-1	-0.26	0	-4315.1555	0	-0.026	-	-	-
3-1	-0.08	0	-4316.9667	0	-0.008	-	-	-
4-1	-0.29	0	-4315.7362	0	-0.029	-	-	-
5-1	-0.09	0	-4317.7285	0	-0.009	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	q_t [N/mm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_γ [N/mm ²]	$q_{lim,c}$ [N/mm ²]	$q_{lim,a}$ [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
2-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
3-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
4-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.322	0.042
5-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.01	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.183	402240	7345.738	5856.174	SI (7345.738/5856.174 = 1.25 >= 1.0)
2-1	2.30	0.183	402236.97	7345.375	4315.155	SI (7345.375/4315.155 = 1.70 >= 1.0)
3-1	2.30	0.183	402239.07	7345.626	4316.967	SI (7345.626/4316.967 = 1.70 >= 1.0)
4-1	2.30	0.183	402236.62	7345.333	4315.736	SI (7345.333/4315.736 = 1.70 >= 1.0)
5-1	2.30	0.183	402238.95	7345.612	4317.729	SI (7345.612/4317.729 = 1.70 >= 1.0)

Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	s_u [N/mm ²]	a [N/mm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_h [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	643.584	0

2-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	643.5792	1665.5108
3-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	643.5825	1665.5108
4-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	643.5786	1665.5108
5-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	643.5823	1665.5108

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	643.584	0	SI ($643.584/0 = 1.00 \geq 1.0$)
2-1	2309.09	0.26	SI ($2309.09/0.26 = 8\ 881.12 \geq 1.0$)
3-1	2309.093	0.08	SI ($2309.093/0.08 = 28\ 863.67 \geq 1.0$)
4-1	2309.089	0.29	SI ($2309.089/0.29 = 7\ 962.38 \geq 1.0$)
5-1	2309.093	0.09	SI ($2309.093/0.09 = 25\ 656.59 \geq 1.0$)

Valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento di una fondazione superficiale (TRAVE_T026).

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.2)	1-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.04$
1-1 Caso 1-1 Nodo 152							
2	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	2-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
2-1 Caso 4-11 Nodo 152							
3	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	3-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
3-1 Caso 5-11 Nodo 152							
4	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	4-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
4-1 Caso 8-11 Nodo 152							
5	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	5-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
5-1 Caso 9-11 Nodo 152							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G1, sfa}$	$\gamma_{G2, fav}$	$\gamma_{G2, sfa}$	$\gamma_{O1, fav}$	$\gamma_{O1, sfa}$	γ_{γ}	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R, equ}$	$\gamma_{R, upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Verifica	Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]			E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.				5884.671	6066.431	SI (6066.431/5884.671 = 1.03 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.				4311.217	6065.901	SI (6065.901/4311.217 = 1.41 >= 1.0)

3-1	Verifica non richiesta.	4304.538	6064.678	SI (6064.678/4304.538 = 1.41 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.	4312.427	6065.861	SI (6065.861/4312.427 = 1.41 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.	4305.081	6064.501	SI (6064.501/4305.081 = 1.41 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **resistenza a scorrimento**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			0	530.408	SI (530.408/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			0.39	1900.908	SI (1900.908/0.39 = 4874.12 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			1.29	1900.894	SI (1900.894/1.29 = 1473.56 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.			0.42	1900.907	SI (1900.907/0.42 = 4525.97 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.			1.42	1900.892	SI (1900.892/1.42 = 1338.66 >= 1.0)

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	s_u [N/mm ²]
1	Strato 1	0	-100	16	21.5	0.029
2	Strato 2	-100	-480	16.5	21.5	0.044

La stratigrafia non contiene una falda

Verifiche in condizioni non drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5884.6711	0	0	0	0	10
2-1	0.39	0	-4311.2166	0	0	0	0	10
3-1	1.29	0	-4304.5376	0	0	0	0	10
4-1	0.42	0	-4312.4274	0	0	0	0	10
5-1	1.42	0	-4305.0805	0	0	0	0	10

Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5884.6711	0	0	-	-	-

2-1	0.39	0	-4311.2166	0	0.039	-	-	-
3-1	1.29	0	-4304.5376	0	0.129	-	-	-
4-1	0.42	0	-4312.4274	0	0.042	-	-	-
5-1	1.42	0	-4305.0805	0	0.142	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	q_t [N/mm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_γ [N/mm ²]	$q_{lim,c}$ [N/mm ²]	$q_{lim,q}$ [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
2-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
3-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
4-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
5-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.183	331504.75	6066.431	5884.671	SI (6066.431/5884.671 = 1.03 >= 1.0)
2-1	2.30	0.183	331501	6065.901	4311.217	SI (6065.901/4311.217 = 1.41 >= 1.0)
3-1	2.30	0.183	331492.33	6064.678	4304.538	SI (6064.678/4304.538 = 1.41 >= 1.0)
4-1	2.30	0.183	331500.71	6065.861	4312.427	SI (6065.861/4312.427 = 1.41 >= 1.0)
5-1	2.30	0.183	331491.08	6064.501	4305.081	SI (6064.501/4305.081 = 1.41 >= 1.0)

Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	s_u [N/mm ²]	a [N/mm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_b [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4076	0
2-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4016	1370.5061

3-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.3877	1370.5061
4-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4011	1370.5061
5-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.3857	1370.5061

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	530.408	0	SI ($530.408/0 = 1.00 \geq 1.0$)
2-1	1900.908	0.39	SI ($1900.908/0.39 = 4\ 874.12 \geq 1.0$)
3-1	1900.894	1.29	SI ($1900.894/1.29 = 1\ 473.56 \geq 1.0$)
4-1	1900.907	0.42	SI ($1900.907/0.42 = 4\ 525.97 \geq 1.0$)
5-1	1900.892	1.42	SI ($1900.892/1.42 = 1\ 338.66 \geq 1.0$)

Valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento di una fondazione superficiale (TRAVE_T039).

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.2)	1-1	No	Si	No	No	Non sismico
1-1 Caso 1-1 Nodo 38							
2	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	2-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
2-1 Caso 4-11 Nodo 38							
3	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	3-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
3-1 Caso 5-11 Nodo 38							
4	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	4-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
4-1 Caso 8-11 Nodo 38							
5	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	5-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
5-1 Caso 9-11 Nodo 38							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{O1,fav}$	$\gamma_{O1,sfa}$	γ_{γ}	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,equ}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Verifica	Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]			E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.				5829.611	6066.431	SI (6066.431/5829.611 = 1.04 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.				4293.373	6065.955	SI (6065.955/4293.373 = 1.41 >= 1.0)

3-1	Verifica non richiesta.	4289.259	6064.854	SI (6064.854/4289.259 = 1.41 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.	4294.137	6065.915	SI (6065.915/4294.137 = 1.41 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.	4289.611	6064.704	SI (6064.704/4289.611 = 1.41 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **resistenza a scorrimento**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			0	530.408	SI (530.408/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			0.35	1900.908	SI (1900.908/0.35 = 5431.17 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			1.16	1900.896	SI (1900.896/1.16 = 1638.70 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.			0.38	1900.908	SI (1900.908/0.38 = 5002.39 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.			1.27	1900.894	SI (1900.894/1.27 = 1496.77 >= 1.0)

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	s_u [N/mm ²]
1	Strato 1	0	-100	16	21.5	0.029
2	Strato 2	-100	-480	16.5	21.5	0.044

La stratigrafia non contiene una falda

Verifiche in condizioni non drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5829.6114	0	0	0	0	10
2-1	0.35	0	-4293.3725	0	0	0	0	10
3-1	1.16	0	-4289.2585	0	0	0	0	10
4-1	0.38	0	-4294.1367	0	0	0	0	10
5-1	1.27	0	-4289.6114	0	0	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5829.6114	0	0	-	-	-

2-1	0.35	0	-4293.3725	0	0.035	-	-	-
3-1	1.16	0	-4289.2585	0	0.116	-	-	-
4-1	0.38	0	-4294.1367	0	0.038	-	-	-
5-1	1.27	0	-4289.6114	0	0.127	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	q_t [N/mm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_γ [N/mm ²]	$q_{lim,c}$ [N/mm ²]	$q_{lim,q}$ [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
2-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
3-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
4-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
5-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.183	331504.75	6066.431	5829.611	SI (6066.431/5829.611 = 1.04 >= 1.0)
2-1	2.30	0.183	331501.37	6065.955	4293.373	SI (6065.955/4293.373 = 1.41 >= 1.0)
3-1	2.30	0.183	331493.54	6064.854	4289.259	SI (6064.854/4289.259 = 1.41 >= 1.0)
4-1	2.30	0.183	331501.08	6065.915	4294.137	SI (6065.915/4294.137 = 1.41 >= 1.0)
5-1	2.30	0.183	331492.48	6064.704	4289.611	SI (6064.704/4289.611 = 1.41 >= 1.0)

Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	s_u [N/mm ²]	a [N/mm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_b [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4076	0
2-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4022	1370.5061

3-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.3897	1370.5061
4-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4017	1370.5061
5-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.388	1370.5061

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	530.408	0	SI ($530.408/0 = 1.00 \geq 1.0$)
2-1	1900.908	0.35	SI ($1900.908/0.35 = 5\,431.17 \geq 1.0$)
3-1	1900.896	1.16	SI ($1900.896/1.16 = 1\,638.70 \geq 1.0$)
4-1	1900.908	0.38	SI ($1900.908/0.38 = 5\,002.39 \geq 1.0$)
5-1	1900.894	1.27	SI ($1900.894/1.27 = 1\,496.77 \geq 1.0$)

Valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento di una fondazione superficiale (TRAVE_T041).

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.2)	1-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.04$
1-1 Caso 1-1 Nodo 59							
2	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	2-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
2-1 Caso 4-9 Nodo 59							
3	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	3-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
3-1 Caso 5-3 Nodo 59							
4	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	4-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.04,$ $k_{h,y}= 0.01$
4-1 Caso 8-9 Nodo 59							
5	SLU FON con SISMAY (SLU Appr.2)	5-1	No	Si	No	No	$k_{h,x}= 0.01,$ $k_{h,y}= 0.04$
5-1 Caso 9-3 Nodo 59							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{O1,fav}$	$\gamma_{O1,sfa}$	γ_{γ}	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,equ}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	-	-

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			5440.93	6066.431	SI (6066.431/5440.93 = 1.11 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			4009.37	6065.855	SI (6065.855/4009.37 = 1.51 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			4005.805	6064.484	SI (6064.484/4005.805)

				805 = 1.51 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.	4010.051	6065.787	SI (6065.787/4010.051 = 1.51 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.	4006.129	6064.292	SI (6064.292/4006.129 = 1.51 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **resistenza a scorrimento**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	Verifica non richiesta.			0	530.408	SI (530.408/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	Verifica non richiesta.			0.42	1900.907	SI (1900.907/0.42 = 4 525.97 >= 1.0)
3-1	Verifica non richiesta.			1.42	1900.89	SI (1900.89/1.42 = 1 338.66 >= 1.0)
4-1	Verifica non richiesta.			0.47	1900.906	SI (1900.906/0.47 = 4 044.48 >= 1.0)
5-1	Verifica non richiesta.			1.56	1900.888	SI (1900.888/1.56 = 1 218.52 >= 1.0)

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	s_u [N/mm ²]
1	Strato 1	0	-100	16	21.5	0.029
2	Strato 2	-100	-480	16.5	21.5	0.044
La stratigrafia non contiene una falda						

Verifiche in condizioni non drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5440.9296	0	0	0	0	10
2-1	0.42	0	-4009.3696	0	0	0	0	10
3-1	1.42	0	-4005.8046	0	0	0	0	10
4-1	0.47	0	-4010.0505	0	0	0	0	10
5-1	1.56	0	-4006.129	0	0	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [kN]	H_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-5440.9296	0	0	-	-	-
2-1	0.42	0	-4009.3696	0	0.042	-	-	-
3-1	1.42	0	-4005.8046	0	0.142	-	-	-

4-1	0.47	0	-4010.0505	0	0.047	-	-	-
5-1	1.56	0	-4006.129	0	0.156	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	q_t [N/mm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{ic}	b_c	g_c	t_γ [N/mm ²]	$q_{lim,c}$ [N/mm ²]	$q_{lim,a}$ [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
2-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
3-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
4-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042
5-1	1.00	1.00	0.044	16.5	0.042	5.14	1.02	1.41	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0.323	0.042

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.183	331504.75	6066.431	5440.93	SI (6066.431/5440.93 = 1.11 >= 1.0)
2-1	2.30	0.183	331500.41	6065.855	4009.37	SI (6065.855/4009.37 = 1.51 >= 1.0)
3-1	2.30	0.183	331490.06	6064.484	4005.805	SI (6064.484/4005.805 = 1.51 >= 1.0)
4-1	2.30	0.183	331499.89	6065.787	4010.051	SI (6065.787/4010.051 = 1.51 >= 1.0)
5-1	2.30	0.183	331488.61	6064.292	4006.129	SI (6064.292/4006.129 = 1.51 >= 1.0)

Scorrimento.

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	s_u [N/mm ²]	a [N/mm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_f [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4076	0
2-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.4007	1370.5061
3-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.3841	1370.5061
4-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.3998	1370.5061
5-1	1.00	0.044	0.018	1.10	1.00	530.3818	1370.5061

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	530.408	0	SI ($530.408/0 = 1.00 \geq 1.0$)
2-1	1900.907	0.42	SI ($1900.907/0.42 = 4\,525.97 \geq 1.0$)
3-1	1900.89	1.42	SI ($1900.89/1.42 = 1\,338.66 \geq 1.0$)
4-1	1900.906	0.47	SI ($1900.906/0.47 = 4\,044.48 \geq 1.0$)
5-1	1900.888	1.56	SI ($1900.888/1.56 = 1\,218.52 \geq 1.0$)

3.2. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

Viene valutato il cedimento di una fondazione nastriforme su suolo sabbioso, utilizzando i metodi di seguito descritti. Il metodo di Burland e Burbidge (1985), utilizza i dati raccolti con una prova SPT. Il valore medio di N_{spt} , entro la profondità di influenza al di sotto della base della fondazione, viene utilizzato per valutare un indice di compressibilità, che con il sovraccarico applicato e le dimensioni della fondazione concorre a valutare il cedimento totale. Il metodo di Schmertmann (1970, 1978), utilizza i dati raccolti con una prova CPT. La deformazione verticale del terreno, entro la profondità di influenza al di sotto della base della fondazione, viene calcolata utilizzando il carico netto applicato ed un indice di influenza, funzione delle dimensioni della fondazione e della resistenza alla punta alla quota di interesse. Il cedimento totale è calcolato discretizzando la profondità di influenza in strati di 5 [cm] e sommando i cedimenti parziali ottenuti.

Si verifica che il cedimento immediato sia minore di 4 [cm].

Prove penetrometriche.

Segue la tabella dei risultati della prova penetrometrica statica utilizzati nei calcoli.

z [cm]	qc [N/mm ²]
0	0
-140	7.237
-160	7.6
-180	6.874
-200	6.551
-220	6.502
-240	5.864
-260	4.825
-280	4.138
-300	4.286
-320	4.286
-340	3.952

Valutazione dei cedimenti di una fondazione superficiale (TRAVE_T003).

Sollecitazioni.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [kN]
1	Caso 12-1 Nodo 8	6717.3172

Cedimento.

Metodo di Schmertmann.

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Schmertmann ed il cedimento risultante:

$$w = C_1 C_2 \Delta q \Sigma (\Delta z I_z / E)_i$$

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-50 [cm]	Quota di base della fondazione
Z_i	560 [cm]	Profondità di influenza
σ'_{v0}	0.008 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
Δq	0.149 [N/mm ²]	Carico unitario netto
$I_{z,0}$	0.2	Valore iniziale di I_z
$Z_{i,max}$	140 [cm]	Approfondimento corrispondente al valore max di I_z
$I_{z,max}$	0.7	Valore massimo di I_z
$\sigma'_{v0,max}$	0.03 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota $Z_{i,max}$
C_1	0.97	Coefficiente per la profondità del piano di posa
C_2	1.50	Coefficiente per il cedimento differito (30.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 1.85 [cm] (Verificato).

Il cedimento differito a 30.0 anni vale 2.76 [cm].

Valutazione dei cedimenti di una fondazione superficiale (TRAVE_T004).

Sollecitazioni.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [kN]
1	Caso 12-1 Nodo 13	7657.8133

Cedimento.

Metodo di Schmertmann.

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Schmertmann ed il cedimento risultante:

$$w = C_1 C_2 \Delta q \sum (\Delta z I_z / E)_i$$

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-50 [cm]	Quota di base della fondazione
Z_i	560 [cm]	Profondità di influenza
σ'_{v0}	0.008 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
Δq	0.171 [N/mm ²]	Carico unitario netto
$I_{z,0}$	0.2	Valore iniziale di I_z
$Z_{i,max}$	140 [cm]	Approfondimento corrispondente al valore max di I_z
$I_{z,max}$	0.7	Valore massimo di I_z
$\sigma'_{v0,max}$	0.03 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota $Z_{i,max}$
C_1	0.98	Coefficiente per la profondità del piano di posa
C_2	1.50	Coefficiente per il cedimento differito (30.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 2.17 [cm] (Verificato).

Il cedimento differito a 30.0 anni vale 3.24 [cm].

Valutazione dei cedimenti di una fondazione superficiale (TRAVE_T021).

Sollecitazioni.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [kN]
1	Caso 12-1 Nodo 42	4212.8108

Cedimento.

Metodo di Schmertmann.

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Schmertmann ed il cedimento risultante:

$$w = C_1 C_2 \Delta q \Sigma (\Delta z I_z / E)_i$$

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-50 [cm]	Quota di base della fondazione
Z_i	560 [cm]	Profondità di influenza
σ'_{v0}	0.008 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
Δq	0.113 [N/mm ²]	Carico unitario netto
$I_{z,0}$	0.2	Valore iniziale di I_z
$Z_{i,max}$	140 [cm]	Approfondimento corrispondente al valore max di I_z
$I_{z,max}$	0.7	Valore massimo di I_z
$\sigma'_{v0,max}$	0.03 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota $Z_{i,max}$
C_1	0.96	Coefficiente per la profondità del piano di posa
C_2	1.50	Coefficiente per il cedimento differito (30.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 1.33 [cm] (Verificato).

Il cedimento differito a 30.0 anni vale 1.99 [cm].

Valutazione dei cedimenti di una fondazione superficiale (TRAVE_T026).

Rappresentazione della fondazione.

Sollecitazioni.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [kN]
1	Caso 12-1 Nodo 152	4219.5474

Cedimento.

Metodo di Schmertmann.

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Schmertmann ed il cedimento risultante:

$$w = C_1 C_2 \Delta q \Sigma (\Delta z I_z / E)_i$$

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-50 [cm]	Quota di base della fondazione
Z_i	560 [cm]	Profondità di influenza
σ'_{v0}	0.008 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
Δq	0.139 [N/mm ²]	Carico unitario netto
$I_{z,0}$	0.2	Valore iniziale di I_z
$Z_{i,max}$	140 [cm]	Approfondimento corrispondente al valore max di I_z
$I_{z,max}$	0.7	Valore massimo di I_z
$\sigma'_{v0,max}$	0.03 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota $Z_{i,max}$
C_1	0.97	Coefficiente per la profondità del piano di posa
C_2	1.50	Coefficiente per il cedimento differito (30.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 1.7 [cm] (Verificato).

Il cedimento differito a 30.0 anni vale 2.54 [cm].

Valutazione dei cedimenti di una fondazione superficiale (TRAVE_T039).

Sollecitazioni.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [kN]
1	Caso 12-1 Nodo 38	4206.1687

Cedimento.

Metodo di Schmertmann.

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Schmertmann ed il cedimento risultante:

$$w = C_1 C_2 \Delta q \Sigma (\Delta z I_z / E)_i$$

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-50 [cm]	Quota di base della fondazione
Z_i	560 [cm]	Profondità di influenza
σ'_{v0}	0.008 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
Δq	0.138 [N/mm ²]	Carico unitario netto
$I_{z,0}$	0.2	Valore iniziale di I_z
$Z_{i,max}$	140 [cm]	Approfondimento corrispondente al valore max di I_z
$I_{z,max}$	0.7	Valore massimo di I_z
$\sigma'_{v0,max}$	0.03 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota $Z_{i,max}$
C_1	0.97	Coefficiente per la profondità del piano di posa
C_2	1.50	Coefficiente per il cedimento differito (30.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 1.69 [cm] (Verificato).

Il cedimento differito a 30.0 anni vale 2.53 [cm].

Valutazione dei cedimenti di una fondazione superficiale (TRAVE_T041).

Sollecitazioni.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [kN]
1	Caso 12-1 Nodo 59	3922.9991

Cedimento.

Metodo di Schmertmann.

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Schmertmann ed il cedimento risultante:

$$w = C_1 C_2 \Delta q \Sigma (\Delta z I_z / E)_i$$

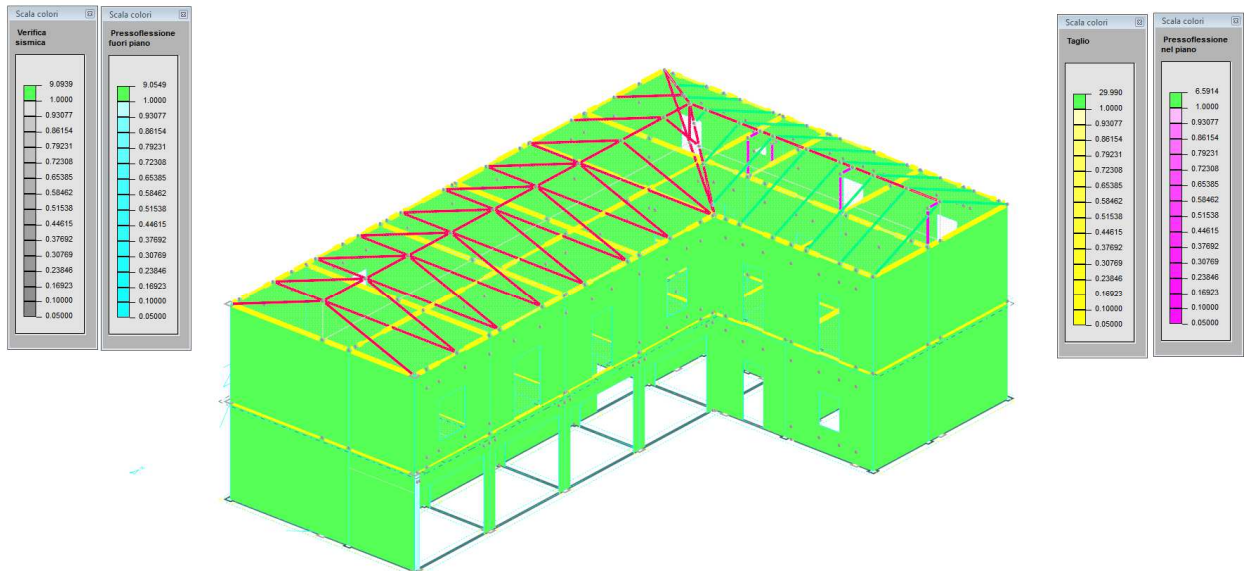
Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-50 [cm]	Quota di base della fondazione
Z_i	560 [cm]	Profondità di influenza
σ'_{v0}	0.008 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
Δq	0.129 [N/mm ²]	Carico unitario netto
$I_{z,0}$	0.2	Valore iniziale di I_z
$Z_{i,max}$	140 [cm]	Approfondimento corrispondente al valore max di I_z
$I_{z,max}$	0.7	Valore massimo di I_z
$\sigma'_{v0,max}$	0.03 [N/mm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota $Z_{i,max}$
C_1	0.97	Coefficiente per la profondità del piano di posa
C_2	1.50	Coefficiente per il cedimento differito (30.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 1.55 [cm] (Verificato).

Il cedimento differito a 30.0 anni vale 2.32 [cm].

3.3. RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN MURATURA

Seguono mappa dei risultati e tabulati di verifica



Mappa dei risultati

UNITA' DI MISURA UTILIZZATE :

Lunghezze : cm
 Forze : kN
 Momenti : kNm

Fattore di confidenza : 1.35

Mat. muratura 1) -- esistente

Coeff. resistenze materiali : 2.00 (casi non sismici)
 Coeff. resistenze materiali : 2.00 (casi sismici)
 Res. media. a compressione f_k : 7.0 N/mm²
 Res. media a taglio τ : 0.90 N/mm²
 Res. media a compressione in direzione orizzontale f_{h0} : 7.0 N/mm²

CASI VERIFICATI

1 -- SLU SENZA SISMA
 4 -- SLU con SISMAX PRINC

 PARETE 1 - da (0.00 , 0.00) a (0.00 , 3055.00)

- INTERPIANO I83 - Mat. muratura 01 - (da z = 0.00 a z = 500.00 cm)
 - INTERPIANO I98 - Mat. muratura 01 - (da z = 500.00 a z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			w	e1	Ecc. e2	
		t	h0				caso	e2
M022	126.8	80.0	480.0	91.30	2.4	1	1.2	
M023	389.2	80.0	480.0	280.22	2.4	1	1.2	
M024	130.0	80.0	480.0	93.60	2.4	1	1.2	
M025	289.8	80.0	480.0	208.66	2.4	1	1.2	
M026	398.0	80.0	480.0	286.56	2.4	1	1.2	
M027	161.8	80.0	480.0	116.50	2.4	1	1.2	
M028	277.3	80.0	480.0	199.66	2.4	1	1.2	
M029	228.0	80.0	480.0	164.16	2.4	1	1.2	
M030	126.8	80.0	460.0	91.30	2.3	1	1.2	
M031	389.2	80.0	460.0	280.22	2.3	1	1.2	
M032	130.0	80.0	460.0	93.60	2.3	1	1.2	
M033	289.8	80.0	460.0	208.66	2.3	1	1.2	
M034	430.0	80.0	460.0	309.60	2.3	1	1.2	
M035	325.0	80.0	460.0	234.00	2.3	1	1.2	
M036	180.0	80.0	460.0	129.60	2.3	1	1.2	
M037	357.0	80.0	460.0	257.04	2.3	1	1.2	

	caso	Pressoflessione nel piano				N _d	M _{rd}
		M _d	c.red.	M _{red}			
M022	4	0.0	+0.000	0.0	552.34	263.7	
M023	1	112.9	+0.000	112.9	1354.21	2115.2	
M024	4	0.0	+0.000	0.0	412.57	219.9	
M025	1	179.9	+0.000	179.9	925.39	1098.0	
M026	1	168.5	+0.000	168.5	1102.99	1849.9	
M027	1	135.4	+0.000	135.4	1351.66	575.3	
M028	1	297.5	+0.000	297.5	1012.43	1113.0	
M029	1	140.6	+0.000	140.6	514.04	511.1	
M030	4	0.0	+0.000	0.0	295.76	162.7	
M031	1	166.4	+0.000	166.4	101.92	195.4	
M032	4	0.0	+0.000	0.0	226.13	132.5	
M033	1	79.5	+0.000	79.5	380.23	510.0	

M034	4	28.9	+0.000	28.9	110.24	233.6
M035	1	166.3	+0.000	166.3	134.81	213.9
M036	4	46.1	+0.000	46.1	93.69	81.8
M037	1	284.3	+0.000	284.3	220.45	379.7

Taglio nel piano								
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M022	4	552.34	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	488.72
M023	1	1110.14	14.9	0.81	38.14	+0.000	38.14	1652.17
M024	4	412.57	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	464.25
M025	1	743.65	12.1	0.67	50.10	+0.000	50.10	990.13
M026	1	884.60	23.9	0.83	65.65	+0.000	65.65	1646.42
M027	1	1275.56	123.8	0.67	4.62	+0.000	4.62	743.69
M028	1	1012.43	297.5	0.67	40.82	+0.000	40.82	1022.70
M029	1	514.04	140.6	0.67	8.19	+0.000	8.19	760.28
M030	4	247.15	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	412.37
M031	1	101.92	166.4	0.85	66.89	+0.000	66.89	1359.62
M032	4	226.13	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	415.26
M033	1	380.23	79.5	0.67	36.41	+0.000	36.41	890.57
M034	1	143.31	23.6	0.93	14.08	+0.000	14.08	1673.47
M035	1	134.81	166.3	0.71	73.43	+0.000	73.43	964.93
M036	1	158.34	69.3	0.67	60.17	+0.000	60.17	530.16
M037	1	220.45	284.3	0.78	183.61	+0.000	183.61	1190.73

Pressoflessione fuori piano							
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M022	1	832.64	-	6.00	2.40	0.86	2248.90
M023	1	1354.21	-	6.00	2.40	0.86	6902.78
M024	1	649.33	-	6.00	2.40	0.86	2305.66
M025	1	925.39	-	6.00	2.40	0.86	5139.84
M026	1	1102.99	-	6.00	2.40	0.86	7058.86
M027	1	1351.66	-	6.00	2.40	0.86	2869.66
M028	1	1186.33	-	6.00	2.40	0.86	4918.14
M029	1	657.02	-	6.00	2.40	0.86	4043.77
M030	1	415.04	-	5.75	2.30	0.86	2273.09
M031	1	360.57	-	5.75	2.30	0.86	6977.03
M032	1	394.89	-	5.75	2.30	0.86	2330.46
M033	1	524.67	-	5.75	2.30	0.86	5195.12
M034	1	393.35	-	5.75	2.30	0.86	7708.43
M035	1	350.42	-	5.75	2.30	0.86	5826.14
M036	1	248.05	-	5.75	2.30	0.86	3226.79
M037	1	457.69	-	5.75	2.30	0.86	6399.79

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M022	0.19904	6.06	3.6	4	575.27	170.9
M023	0.19904	18.59	11.2	4	903.67	313.9
M024	0.19904	6.21	3.7	4	420.41	137.3
M025	0.19904	13.84	8.3	4	579.15	205.4
M026	0.19904	19.01	11.4	4	716.30	257.3
M027	0.19904	7.73	4.6	4	924.32	249.9
M028	0.19904	13.25	7.9	4	788.62	264.6
M029	0.19904	10.89	6.5	4	418.24	149.9
M030	0.29381	8.94	5.1	4	271.45	95.4
M031	0.29381	27.44	15.8	4	177.88	69.3
M032	0.29381	9.17	5.3	4	234.44	84.2
M033	0.29381	20.44	11.8	4	296.88	111.9
M034	0.29381	30.32	17.4	4	192.67	75.1
M035	0.29381	22.92	13.2	4	174.78	67.8
M036	0.29381	12.69	7.3	4	116.69	45.0
M037	0.29381	25.17	14.5	4	234.98	90.5

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F015	1	3.2	324.7	1	11.73	303.33 [t]
F016	1	2.7	324.7	1	10.65	303.33 [t]
F017	1	2.7	324.7	1	10.65	303.33 [t]
F018	1	2.7	324.7	1	10.65	303.33 [t]
F019	1	6.8	324.7	1	17.00	303.33 [t]
F020	1	6.8	324.7	1	17.00	303.33 [t]
F021	1	5.0	768.6	1	18.05	466.67 [t]
F022	1	4.1	768.6	1	16.38	466.67 [t]
F023	1	4.1	768.6	1	16.38	466.67 [t]
F024	1	4.1	768.6	1	16.38	466.67 [t]
F025	1	43.1	768.6	1	53.15	466.67 [t]
F026	1	10.4	768.6	1	26.16	466.67 [t]
F027	1	10.4	768.6	1	26.16	466.67 [t]
F028	1	2.5	192.2	1	9.03	233.33 [t]
F029	1	2.0	192.2	1	8.19	233.33 [t]
F030	1	2.0	192.2	1	8.19	233.33 [t]
F031	1	2.0	192.2	1	8.19	233.33 [t]
F032	1	2.9	192.2	1	9.83	233.33 [t]
F033	1	4.7	693.7	1	17.15	443.33 [t]
F034	1	3.9	693.7	1	15.56	443.33 [t]
F035	1	3.9	693.7	1	15.56	443.33 [t]
F036	1	3.9	693.7	1	15.56	443.33 [t]
F037	1	3.9	693.7	1	15.56	443.33 [t]
F038	1	15.1	693.7	1	30.66	443.33 [t]
F039	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]

PARETE 2 - da (0.00 , 3055.00) a (2051.90 , 3055.00)

- INTERPIANO I84 - Mat. muratura 01 - (da z = 0.00 a z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I99 - Mat. muratura 01 - (da z = 500.00 a z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	Dati geometrici					Ecc. e2	
	hsez	t	h0	w	e1	caso	e2
M080	102.6	80.0	480.0	73.87	2.4	1	1.2
M081	265.0	80.0	480.0	190.80	2.4	1	1.2
M082	165.4	80.0	480.0	119.09	2.4	1	1.2
M083	157.6	80.0	480.0	113.47	2.4	1	1.2
M084	125.0	80.0	480.0	90.00	2.4	1	1.2
M085	195.4	80.0	480.0	140.69	2.4	1	1.2
M086	80.0	80.0	480.0	57.60	2.4	1	1.2
M087	101.0	80.0	480.0	72.72	2.4	1	1.2
M088	102.6	80.0	460.0	73.87	2.3	1	1.2
M089	265.0	80.0	460.0	190.80	2.3	1	1.2
M090	165.4	80.0	460.0	119.09	2.3	1	1.2
M091	157.6	80.0	460.0	113.47	2.3	1	1.2
M092	125.0	80.0	460.0	90.00	2.3	1	1.2
M093	195.4	80.0	460.0	140.69	2.3	1	1.2
M094	80.0	80.0	460.0	57.60	2.3	1	1.2
M095	101.0	80.0	460.0	72.72	2.3	1	1.2

	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M080	4	0.0	+0.000	0.0	274.28	119.4
M081	1	159.0	+0.000	159.0	707.75	795.7
M082	1	40.4	+0.000	40.4	742.17	457.6
M083	4	17.0	+0.000	17.0	494.90	320.5
M084	4	0.0	+0.000	0.0	311.62	167.2
M085	1	27.6	+0.000	27.6	585.63	474.9
M086	4	0.0	+0.000	0.0	259.44	84.7
M087	4	0.0	+0.000	0.0	451.71	170.2

M088	4	0.0	+0.000	0.0	67.11	33.1
M089	4	142.7	+0.000	142.7	114.72	148.3
M090	4	45.8	+0.000	45.8	165.24	128.9
M091	1	34.7	+0.000	34.7	223.33	161.8
M092	4	0.0	+0.000	0.0	192.60	109.9
M093	1	9.4	+0.000	9.4	108.48	102.6
M094	4	0.0	+0.000	0.0	138.05	49.8
M095	4	0.0	+0.000	0.0	76.47	37.0

		Taglio nel piano						
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M080	4	274.28	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	353.39
M081	1	541.56	29.4	0.67	38.67	+0.000	38.67	868.63
M082	1	664.37	10.4	0.67	11.96	+0.000	11.96	624.42
M083	1	610.97	17.0	0.67	15.03	+0.000	15.03	589.75
M084	4	311.62	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	424.69
M085	4	418.38	20.5	0.67	6.17	+0.000	6.17	645.64
M086	4	259.44	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	287.07
M087	4	451.71	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	391.98
M088	4	67.11	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	295.12
M089	1	173.65	185.2	0.67	59.76	+0.000	59.76	762.36
M090	1	232.88	62.1	0.67	28.25	+0.000	28.25	512.85
M091	1	223.33	34.7	0.67	16.49	+0.000	16.49	489.08
M092	4	152.66	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	380.84
M093	4	71.68	1.8	0.67	4.76	+0.000	4.76	544.43
M094	4	138.05	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	255.23
M095	4	76.47	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	293.72

		Pressoflessione fuori piano					
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M080	1	424.13	-	6.00	2.40	0.86	1819.70
M081	1	707.75	-	6.00	2.40	0.86	4699.99
M082	1	742.17	-	6.00	2.40	0.86	2933.50
M083	1	685.09	-	6.00	2.40	0.86	2795.17
M084	1	486.51	-	6.00	2.40	0.86	2216.98
M085	1	677.54	-	6.00	2.40	0.86	3465.58
M086	1	387.41	-	6.00	2.40	0.86	1418.87
M087	1	661.17	-	6.00	2.40	0.86	1791.32
M088	1	133.51	-	5.75	2.30	0.86	1839.27
M089	1	305.73	-	5.75	2.30	0.86	4750.55
M090	1	315.32	-	5.75	2.30	0.86	2965.06
M091	1	301.88	-	5.75	2.30	0.86	2825.23
M092	1	268.56	-	5.75	2.30	0.86	2240.82
M093	1	205.87	-	5.75	2.30	0.86	3502.85
M094	1	226.09	-	5.75	2.30	0.86	1434.13
M095	1	175.16	-	5.75	2.30	0.86	1810.59

		Sismica fuori piano				
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M080	0.19904	4.90	2.9	4	286.66	96.5
M081	0.19904	12.66	7.6	4	444.62	160.9
M082	0.19904	7.90	4.7	4	494.80	164.3
M083	0.19904	7.53	4.5	4	456.88	152.7
M084	0.19904	5.97	3.6	4	319.16	109.2
M085	0.19904	9.33	5.6	4	453.73	157.6
M086	0.19904	3.82	2.3	4	264.26	85.9
M087	0.19904	4.82	2.9	4	457.80	136.0
M088	0.29381	7.23	4.2	4	80.22	30.7
M089	0.29381	18.69	10.7	4	165.52	63.9
M090	0.29381	11.66	6.7	4	186.38	69.8
M091	0.29381	11.11	6.4	4	180.06	67.4
M092	0.29381	8.81	5.1	4	168.64	62.3
M093	0.29381	13.78	7.9	4	96.65	37.6
M094	0.29381	5.64	3.2	4	148.27	53.1
M095	0.29381	7.12	4.1	4	98.56	37.2

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F069	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F070	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F071	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F072	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F073	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F074	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F075	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F076	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F077	1	8.0	768.6	1	22.93	466.67 [t]
F078	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F079	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F080	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F081	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F082	1	2.9	192.2	1	9.83	233.33 [t]
F083	1	2.9	192.2	1	9.83	233.33 [t]
F084	1	2.9	192.2	1	9.83	233.33 [t]
F085	1	2.9	192.2	1	9.83	233.33 [t]
F086	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F087	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F088	1	7.6	693.7	1	21.79	443.33 [t]
F089	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F090	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F091	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F092	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]

PARETE 3 - da (2051.90 , 2110.00) a (2051.90 , 3055.00)

- INTERPIANO I85 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I97 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			Ecc. e2		
		t	h0	W	e1	caso	e2
M072	945.0	80.0	480.0	680.40	2.4	1	1.2
M073	945.0	80.0	460.0	680.40	2.3	1	1.2

	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M072	4	101.2	+0.000	101.2	203.51	949.9
M073	4	220.7	+0.000	220.7	59.77	281.4

	Taglio nel piano							
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M072	4	203.51	101.2	1.00	10.73	+0.000	10.73	3880.42
M073	4	59.77	220.7	1.00	31.88	+0.000	31.88	3809.77

	Pressoflessione fuori piano						
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M072	1	1096.19	-	6.00	2.40	0.86	16760.35
M073	1	876.83	-	5.75	2.30	0.86	16940.62

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M072	0.19904	45.14	27.1	4	458.66	178.4
M073	0.29381	66.64	38.3	4	314.92	123.6

PARETE 4 - da (0.00 , 2494.00) a (2051.90 , 2494.00)

- INTERPIANO I87 - Mat. muratura 01 - (da z = 0.00 a z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I105 - Mat. muratura 01 - (da z = 500.00 a z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	Dati geometrici					Ecc. e2	
	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M062	772.7	80.0	480.0	556.34	2.4	1	1.2
M063	373.0	80.0	480.0	268.56	2.4	1	1.2
M064	396.5	80.0	480.0	285.48	2.4	1	1.2
M065	194.7	80.0	480.0	140.18	2.4	1	1.2
M066	772.7	80.0	460.0	556.34	2.3	1	1.2
M067	373.0	80.0	460.0	268.56	2.3	1	1.2
M068	396.5	80.0	460.0	285.48	2.3	1	1.2
M069	194.7	80.0	460.0	140.18	2.3	1	1.2

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M062	4	736.5	+0.000	736.5	438.06	1638.0
M063	4	69.6	+0.000	69.6	615.98	1041.2
M064	4	89.7	+0.000	89.7	855.50	1488.5
M065	4	45.2	+0.000	45.2	394.99	340.3
M066	1	549.7	+0.000	549.7	156.09	596.1
M067	1	268.0	+0.000	268.0	507.35	873.2
M068	4	114.8	+0.000	114.8	249.82	477.6
M069	4	36.0	+0.000	36.0	55.85	53.5

Taglio nel piano								
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M062	1	644.94	983.0	1.00	183.63	+0.000	183.63	3398.00
M063	1	866.98	92.9	0.78	35.86	+0.000	35.86	1457.85
M064	1	916.27	73.2	0.83	54.10	+0.000	54.10	1645.58
M065	1	547.33	58.6	0.67	30.98	+0.000	30.98	677.51
M066	1	156.09	549.7	1.00	57.83	+0.000	57.83	3167.88
M067	1	507.35	268.0	0.81	76.92	+0.000	76.92	1400.49
M068	4	249.82	114.8	0.86	36.37	+0.000	36.37	1470.80
M069	4	55.85	36.0	0.67	18.18	+0.000	18.18	537.49

Pressoflessione fuori piano							
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M062	1	1223.54	-	6.00	2.40	0.86	13704.47
M063	1	1111.37	-	6.00	2.40	0.86	6615.46
M064	1	1176.05	-	6.00	2.40	0.86	7032.25
M065	1	674.90	-	6.00	2.40	0.86	3453.16
M066	1	741.92	-	5.75	2.30	0.86	13851.87
M067	1	754.79	-	5.75	2.30	0.86	6686.62
M068	1	603.95	-	5.75	2.30	0.86	7107.89
M069	1	219.80	-	5.75	2.30	0.86	3490.31

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M062	0.19904	36.91	22.1	4	660.59	251.4
M063	0.19904	17.82	10.7	4	696.55	249.1
M064	0.19904	18.94	11.4	4	741.31	265.1
M065	0.19904	9.30	5.6	4	437.04	152.6
M066	0.29381	54.49	31.3	4	345.39	134.7
M067	0.29381	26.30	15.1	4	456.75	170.0
M068	0.29381	27.96	16.1	4	336.54	128.1
M069	0.29381	13.73	7.9	4	98.43	38.2

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F059	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F060	1	4.1	768.6	1	16.38	466.67 [t]
F061	1	3.7	768.6	1	15.56	466.67 [t]
F062	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F063	1	3.9	693.7	1	15.56	443.33 [t]
F064	1	3.5	693.7	1	14.78	443.33 [t]

PARETE 5 - da (710.19 , 0.00) a (710.19 , 3055.00)

- INTERPIANO I88 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I106 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	Dati geometrici					Ecc. e2	
	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M038	451.0	80.0	480.0	324.72	2.4	1	1.2
M039	413.0	80.0	480.0	297.36	2.4	1	1.2
M040	1430.9	80.0	480.0	1030.25	2.4	1	1.2
M041	174.2	80.0	480.0	125.42	2.4	1	1.2
M042	93.8	80.0	460.0	67.54	2.3	1	1.2
M043	572.2	80.0	460.0	411.98	2.3	1	1.2
M044	224.3	80.0	460.0	161.50	2.3	1	1.2
M045	286.9	80.0	460.0	206.57	2.3	1	1.2
M046	376.6	80.0	460.0	271.15	2.3	1	1.2
M047	70.2	80.0	460.0	50.54	2.3	1	1.2
M048	413.0	80.0	460.0	297.36	2.3	1	1.2

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M038	4	281.0	+0.000	281.0	757.25	1545.0
M039	4	192.5	+0.000	192.5	411.25	801.3
M040	1	377.1	+0.000	377.1	1962.80	12950.2
M041	1	305.6	+0.000	305.6	1122.01	620.2
M042	4	0.0	+0.000	0.0	46.57	21.2
M043	1	313.3	+0.000	313.3	146.37	412.7
M044	1	123.7	+0.000	123.7	115.25	125.5
M045	1	30.3	+0.000	30.3	125.55	175.6
M046	1	223.1	+0.000	223.1	166.78	306.2
M047	4	0.0	+0.000	0.0	226.04	64.8
M048	4	48.0	+0.000	48.0	123.94	251.6

			Taglio nel piano					
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M038	4	757.25	281.0	0.94	4.89	+0.000	4.89	2019.67
M039	1	588.58	258.1	0.86	21.70	+0.000	21.70	1655.37
M040	1	1962.80	377.1	1.00	126.25	+0.000	126.25	6632.79
M041	1	993.61	111.2	0.67	105.87	+0.000	105.87	723.53
M042	4	46.57	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	265.20
M043	4	112.59	232.5	1.00	8.33	+0.000	8.33	2344.42
M044	1	115.25	123.7	0.67	49.36	+0.000	49.36	635.39
M045	4	96.58	18.5	0.67	2.41	+0.000	2.41	796.61
M046	1	166.78	223.1	0.82	140.79	+0.000	140.79	1299.76
M047	4	226.04	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	251.50
M048	1	179.76	37.0	0.90	51.20	+0.000	51.20	1561.82

			Pressoflessione fuori piano				
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M038	1	1392.18	-	6.00	2.40	0.86	7998.86
M039	1	897.83	-	6.00	2.40	0.86	7324.89
M040	1	3101.22	-	6.00	2.40	0.86	25378.19
M041	1	1122.01	-	6.00	2.40	0.86	3089.58
M042	1	133.55	-	5.75	2.30	0.86	1681.51
M043	1	580.19	-	5.75	2.30	0.86	10257.59
M044	1	264.05	-	5.75	2.30	0.86	4020.93
M045	1	315.87	-	5.75	2.30	0.86	5143.14
M046	1	416.61	-	5.75	2.30	0.86	6751.15
M047	1	361.04	-	5.75	2.30	0.86	1258.45
M048	1	492.88	-	5.75	2.30	0.86	7403.68

			Sismica fuori piano			
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M038	0.19904	21.54	12.9	4	887.14	315.3
M039	0.19904	19.73	11.8	4	530.19	196.6
M040	0.19904	68.35	41.0	4	1831.83	679.5
M041	0.19904	8.32	5.0	4	755.12	227.8
M042	0.29381	6.61	3.8	4	60.25	23.2
M043	0.29381	40.35	23.2	4	279.45	108.7
M044	0.29381	15.82	9.1	4	137.71	53.2
M045	0.29381	20.23	11.6	4	159.32	61.7
M046	0.29381	26.56	15.3	4	210.65	81.6
M047	0.29381	4.95	2.8	4	236.27	76.5
M048	0.29381	29.12	16.7	4	244.37	94.5

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Pressoflessione			Taglio			
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F040	1	45.1	768.6	1	54.38	463.03 [p]
F041	1	5.4	768.6	1	18.84	466.67 [t]
F042	1	3.9	192.2	1	11.37	233.33 [t]
F043	1	8.0	693.7	1	22.28	443.33 [t]
F044	1	8.0	693.7	1	22.33	443.33 [t]
F045	1	16.2	693.7	1	31.78	443.33 [t]
F046	1	3.9	693.7	1	15.56	443.33 [t]
F047	1	37.9	693.7	1	48.55	443.33 [t]
F048	1	5.1	693.7	1	17.90	443.33 [t]

PARETE 6 - da (445.00 , 1055.00) a (445.00 , 1744.00)

- INTERPIANO I91 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a z = 500.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

		Dati geometrici				Ecc. e2	
	hsez	t	h0	w	e1	caso	e2
M021	689.0	80.0	480.0	496.08	2.4	1	1.2

		Pressoflessione nel piano				
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M021	4	976.6	+0.000	976.6	499.12	1648.8

		Taglio nel piano						
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M021	1	711.18	1301.3	1.00	403.22	+0.000	403.22	3091.20

		Pressoflessione fuori piano					
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M021	1	1275.47	-	6.00	2.40	0.86	12219.98

		Sismica fuori piano				
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M021	0.19904	32.91	19.7	4	685.15	258.6

 PARETE 7 - da (976.19 , 2494.00) a (976.19 , 3055.00)

- INTERPIANO I94 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I107 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

		Dati geometrici				Ecc. e2	
	hsez	t	h0	w	e1	caso	e2
M074	33.0	80.0	480.0	23.76	2.4	1	1.2
M075	413.0	80.0	480.0	297.36	2.4	1	1.2
M076	33.0	80.0	460.0	23.76	2.3	1	1.2
M077	413.0	80.0	460.0	297.36	2.3	1	1.2

		Pressoflessione nel piano				
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M074	4	0.0	+0.000	0.0	232.27	23.0
M075	4	173.7	+0.000	173.7	309.37	611.7
M076	4	0.0	+0.000	0.0	77.98	11.1
M077	4	23.1	+0.000	23.1	13.10	27.0

		Taglio nel piano						
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M074	4	232.27	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	146.19
M075	1	447.80	239.0	0.86	14.85	+0.000	14.85	1602.52
M076	4	77.98	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	110.99
M077	1	32.68	25.4	0.90	28.66	+0.000	28.66	1497.81

Pressoflessione fuori piano |

	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M074	1	342.88	-	6.00	2.40	0.86	585.28
M075	1	757.05	-	6.00	2.40	0.86	7324.89
M076	1	124.42	-	5.75	2.30	0.86	591.58
M077	1	345.80	-	5.75	2.30	0.86	7403.68

Sismica fuori piano							
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M074	0.19904	1.58	0.9	4	237.03	56.2	
M075	0.19904	19.73	11.8	4	428.32	161.2	
M076	0.29381	2.33	1.3	4	82.79	28.4	
M077	0.29381	29.12	16.7	4	133.53	52.4	

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd [t]
F066	1	5.4	768.6	1	18.84	466.67
F067	1	5.1	693.7	1	17.90	443.33

PARETE 8 - da (0.00 , 0.00) a (1102.19 , 0.00)

- INTERPIANO I96 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I100 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			w	e1	Ecc. e2	
		t	h0				caso	e2
M001	1102.2	80.0	480.0	793.58	2.4	1	1.2	
M002	1102.2	80.0	460.0	793.58	2.3	1	1.2	

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M001	4	522.4	+0.000	522.4	103.45	567.1
M002	4	449.0	+0.000	449.0	88.57	485.9

	caso	Nd	Md	Taglio nel piano		c.red.	vred	vrd
				beta	Vd			
M001	1	198.63	693.2	1.00	93.52	+0.000	93.52	4507.02
M002	1	174.95	534.3	1.00	370.97	+0.000	370.97	4495.42

Pressoflessione fuori piano							
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M001	1	1101.33	-	6.00	2.40	0.86	19548.42
M002	1	1077.65	-	5.75	2.30	0.86	19758.68

Sismica fuori piano							
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M001	0.19904	52.65	31.6	4	401.04	157.1	

M002 0.29381 77.72 44.7 4 386.16 151.4 |

 PARETE 9 - da (0.00 , 527.50) a (1102.19 , 527.50)

- INTERPIANO I160 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
 - INTERPIANO I101 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			W	e1	Ecc. e2	
		t	h0				caso	e2
M003	747.2	80.0	480.0	537.98	2.4	1	1.2	
M004	35.2	80.0	480.0	25.34	2.4	1	1.2	
M005	80.0	80.0	480.0	57.60	2.4	1	1.2	
M006	1096.3	80.0	460.0	789.34	2.3	1	1.2	
M007	344.2	80.0	460.0	247.82	2.3	1	1.2	

	caso	Pressoflessione nel piano				
		Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M003	4	1132.2	+0.000	1132.2	730.87	2579.0
M004	1	0.0	+0.000	0.0	442.09	22.4
M005	1	0.0	+0.000	0.0	870.65	133.3
M006	1	2343.3	+0.000	2343.3	1026.14	5326.1
M007	4	348.7	+0.000	348.7	490.30	775.6

	caso	Taglio nel piano						
		Nd	Md	beta	Vd	c.red.	vred	vrd
M003	1	1030.68	1513.4	1.00	205.46	+0.000	205.46	3466.04
M004	4	290.90	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	164.36
M005	4	572.60	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	356.30
M006	1	128.27	292.9	1.00	468.66	+0.000	468.66	4448.87
M007	1	701.10	400.6	0.75	118.25	+0.000	118.25	1265.61

	caso	Pressoflessione fuori piano					
		Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M003	1	1581.44	-	6.00	2.40	0.86	13252.21
M004	1	442.09	-	6.00	2.40	0.86	624.30
M005	1	870.65	-	6.00	2.40	0.86	1418.87
M006	1	1026.14	-	5.75	2.30	0.86	19652.92
M007	1	901.25	-	5.75	2.30	0.86	6170.33

	Sa	Fa	Sismica fuori piano			
			My	caso	Nd	Mrd
M003	0.19904	35.69	21.4	4	912.44	339.7
M004	0.19904	1.68	1.0	4	299.46	62.0
M005	0.19904	3.82	2.3	4	592.04	137.4
M006	0.29381	77.31	44.5	4	394.67	154.6
M007	0.29381	24.27	14.0	4	556.29	202.1

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	caso	Pressoflessione		caso	Taglio	
		Md	Mrd		Vd	Vrd

F001 | 1 20.9 192.2 | 1 26.19 120.17 [p] |

 PARETE 10 - da (0.00 , 1582.50) a (1102.19 , 1582.50)

- INTERPIANO I162 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
 - INTERPIANO I103 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			W	e1	Ecc. e2	
		t	h0				caso	e2
M049	481.2	80.0	480.0	346.46	2.4	1	1.2	
M050	70.0	80.0	480.0	50.40	2.4	1	1.2	
M051	35.2	80.0	480.0	25.34	2.4	1	1.2	
M015	387.5	80.0	460.0	279.00	2.3	1	1.2	
M052	1102.2	80.0	460.0	793.58	2.3	1	1.2	

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M049	1	2087.0	+0.000	2087.0	1039.60	2194.8
M050	4	0.0	+0.000	0.0	279.01	75.6
M051	1	0.0	+0.000	0.0	385.84	25.7
M015	4	68.9	+0.000	68.9	369.77	677.7
M052	1	293.2	+0.000	293.2	1031.66	5383.6

Taglio nel piano								
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	vred	vrd
M049	1	1039.60	2087.0	1.00	431.76	+0.000	431.76	2388.70
M050	4	279.01	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	263.75
M051	4	246.20	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	155.62
M015	1	550.51	90.8	0.84	29.15	+0.000	29.15	1519.99
M052	1	128.96	36.7	1.00	58.65	+0.000	58.65	4472.81

Pressoflessione fuori piano							
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M049	1	1399.92	-	6.00	2.40	0.86	8534.48
M050	1	440.70	-	6.00	2.40	0.86	1241.51
M051	1	385.84	-	6.00	2.40	0.86	624.30
M015	1	775.84	-	5.75	2.30	0.86	6946.55
M052	1	1031.66	-	5.75	2.30	0.86	19758.68

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M049	0.19904	22.99	13.8	4	896.56	320.7
M050	0.19904	3.34	2.0	4	289.72	88.7
M051	0.19904	1.68	1.0	4	254.75	60.1
M015	0.29381	27.32	15.7	4	444.06	166.1
M052	0.29381	77.72	44.7	4	396.79	155.5

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	caso	Pressoflessione Md	Mrd	caso	Taglio Vd	vrd
--	------	--------------------	-----	------	-----------	-----

F049	1	15.7	768.6	1	32.10	466.67 [t]
F050	1	20.9	192.2	1	26.19	120.17 [p]

PARETE 11 - da (1529.28 , 2110.00) a (1529.28 , 3055.00)

- INTERPIANO I153 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I108 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			W	e1	Ecc. e2	
		t	h0				caso	e2
M070	417.0	80.0	480.0	300.24	2.4	1	1.2	
M071	413.0	80.0	480.0	297.36	2.4	1	1.2	
M078	33.0	80.0	460.0	23.76	2.3	1	1.2	
M079	413.0	80.0	460.0	297.36	2.3	1	1.2	

	caso	Pressoflessione nel piano				
		Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M070	4	211.3	+0.000	211.3	202.96	411.5
M071	4	170.2	+0.000	170.2	327.78	646.4
M078	4	0.0	+0.000	0.0	65.38	9.6
M079	1	170.3	+0.000	170.3	404.46	788.8

	caso	Taglio nel piano						
		Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M070	1	306.37	269.4	0.87	69.77	+0.000	69.77	1576.55
M071	1	470.22	235.2	0.86	10.69	+0.000	10.69	1611.05
M078	4	65.38	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	107.61
M079	1	91.34	0.0	0.90	42.05	+0.000	42.05	1523.66

	caso	Pressoflessione fuori piano					
		Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M070	1	613.74	-	6.00	2.40	0.86	7395.84
M071	1	774.64	-	6.00	2.40	0.86	7324.89
M078	1	97.03	-	5.75	2.30	0.86	591.58
M079	1	404.46	-	5.75	2.30	0.86	7403.68

	Sa	Fa	My	Sismica fuori piano		
				caso	Nd	Mrd
M070	0.19904	19.92	12.0	4	304.29	116.7
M071	0.19904	19.73	11.8	4	428.14	161.2
M078	0.29381	2.33	1.3	4	70.19	24.7
M079	0.29381	29.12	16.7	4	190.69	74.3

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	caso	Pressoflessione		caso	Taglio	
		Md	Mrd		Vd	Vrd
F065	1	2.7	192.2	1	9.42	233.33 [t]
F068	1	5.1	693.7	1	17.90	443.33 [t]

PARETE 12 - da (1102.19 , 0.00) a (1102.19 , 2494.00)

- INTERPIANO I163 - Mat. muratura 01 - (da Z = 0.00 a Z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I109 - Mat. muratura 01 - (da Z = 500.00 a Z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici				Ecc. e2	
		t	h0	W	e1	caso	e2
M012	80.0	80.0	480.0	57.60	2.4	1	1.2
M017	35.0	80.0	480.0	25.20	2.4	1	1.2
M018	80.0	80.0	480.0	57.60	2.4	1	1.2
M019	86.0	80.0	480.0	61.92	2.4	1	1.2
M020	36.2	80.0	480.0	26.06	2.4	1	1.2
M013	172.1	80.0	460.0	123.91	2.3	1	1.2
M014	365.9	80.0	460.0	263.45	2.3	1	1.2
M016	193.8	80.0	460.0	139.54	2.3	1	1.2

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M012	4	0.0	+0.000	0.0	435.62	120.4
M017	1	0.0	+0.000	0.0	656.77	0.0
M018	4	0.0	+0.000	0.0	511.82	130.4
M019	4	0.0	+0.000	0.0	443.72	135.0
M020	4	0.0	+0.000	0.0	126.86	18.4
M013	1	69.9	+0.000	69.9	173.50	140.8
M014	4	107.9	+0.000	107.9	228.52	403.3
M016	1	58.2	+0.000	58.2	185.04	169.6

Taglio nel piano								
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M012	4	435.62	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	327.82
M017	4	455.99	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	192.57
M018	4	511.82	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	343.95
M019	4	443.72	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	347.03
M020	4	126.86	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	132.22
M013	1	73.43	15.6	0.67	27.54	+0.000	27.54	482.79
M014	4	228.52	107.9	0.80	20.36	+0.000	20.36	1251.79
M016	1	72.35	17.0	0.67	24.22	+0.000	24.22	540.38

Pressoflessione fuori piano							
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M012	1	690.99	-	6.00	2.40	0.86	1418.87
M017	1	616.77	-	6.00	2.40	0.86	620.75
M018	1	795.47	-	6.00	2.40	0.86	1418.87
M019	1	708.18	-	6.00	2.40	0.86	1525.28
M020	1	201.76	-	6.00	2.40	0.86	642.04
M013	1	173.50	-	5.75	2.30	0.86	3085.17
M014	1	596.53	-	5.75	2.30	0.86	6559.34
M016	1	185.04	-	5.75	2.30	0.86	3474.17

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M012	0.19904	3.82	2.3	4	455.06	123.3
M017	0.19904	1.67	1.0	4	464.49	45.9
M018	0.19904	3.82	2.3	4	531.26	132.5
M019	0.19904	4.11	2.5	4	464.61	128.9

M020	0.19904	1.73	1.0	4	135.65	42.7
M013	0.29381	12.14	7.0	4	89.47	34.7
M014	0.29381	25.80	14.8	4	308.54	117.5
M016	0.29381	13.67	7.9	4	92.81	36.1

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F010	1	41.9	192.2	1	37.06	84.93 [p]
F011	1	41.0	192.2	1	36.65	85.88 [p]
F012	1	40.3	192.2	1	36.32	86.65 [p]
F013	1	38.8	192.2	1	35.67	88.25 [p]
F014	1	20.7	192.2	1	26.03	120.92 [p]
F004	1	6.9	192.2	1	15.01	209.72 [p]
F005	1	4.0	192.2	1	11.47	233.33 [t]
F006	1	13.1	693.7	1	28.52	443.33 [t]
F007	1	13.1	693.7	1	28.52	443.33 [t]
F008	1	7.6	693.7	1	21.79	443.33 [t]
F009	1	7.6	693.7	1	21.79	443.33 [t]

PARETE 13 - da (0.00 , 1055.00) a (1102.19 , 1055.00)

- INTERPIANO I161 - Mat. muratura 01 - (da z = 0.00 a z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I102 - Mat. muratura 01 - (da z = 500.00 a z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	hsez	Dati geometrici			Ecc. e2		
		t	h0	W	caso	e1	e2
M009	475.3	80.0	480.0	342.22	2.4	1	1.2
M010	70.0	80.0	480.0	50.40	2.4	1	1.2
M011	35.2	80.0	480.0	25.34	2.4	1	1.2
M008	1102.2	80.0	460.0	793.58	2.3	1	1.2

	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M009	4	882.6	+0.000	882.6	551.80	1225.0
M010	4	0.0	+0.000	0.0	239.58	67.6
M011	4	0.0	+0.000	0.0	163.34	21.2
M008	1	260.9	+0.000	260.9	1031.66	5383.6

	Taglio nel piano							
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	vred	vrd
M009	1	772.32	1154.2	0.99	347.95	+0.000	347.95	2232.45
M010	4	239.58	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	254.28
M011	4	163.34	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	137.96
M008	1	128.96	32.6	1.00	52.17	+0.000	52.17	4472.81

	Pressoflessione fuori piano						
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd
M009	1	1128.23	-	6.00	2.40	0.86	8429.84
M010	1	384.68	-	6.00	2.40	0.86	1241.51
M011	1	271.72	-	6.00	2.40	0.86	624.30
M008	1	1031.66	-	5.75	2.30	0.86	19758.68

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M009	0.19904	22.70	13.6	4	688.69	252.8
M010	0.19904	3.34	2.0	4	250.29	79.8
M011	0.19904	1.68	1.0	4	171.90	49.7
M008	0.29381	77.72	44.7	4	396.79	155.5

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F002	1	15.7	768.6	1	32.10	466.67 [t]
F003	1	20.9	192.2	1	26.19	120.17 [p]

PARETE 14 - da (0.00 , 2110.00) a (2051.90 , 2110.00)

- INTERPIANO I164 - Mat. muratura 01 - (da z = 0.00 a z = 500.00 cm)
- INTERPIANO I154 - Mat. muratura 01 - (da z = 500.00 a z = 1000.00 cm)

VERIFICHE MASCHI MURARI

	Dati geometrici				Ecc. e2	
	hsez	t	h0	w	caso	e2
M053	201.9	80.0	480.0	145.37	2.4	1.2
M054	335.0	80.0	480.0	241.20	2.4	1.2
M055	207.0	80.0	480.0	149.04	2.4	1.2
M056	748.0	80.0	480.0	538.56	2.4	1.2
M057	535.0	80.0	480.0	385.20	2.4	1.2
M058	71.0	80.0	480.0	51.12	2.4	1.2
M059	207.0	80.0	480.0	149.04	2.4	1.2
M060	335.0	80.0	480.0	241.20	2.4	1.2
M061	201.9	80.0	480.0	145.37	2.4	1.2

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	c.red.	Mred	Nd	Mrd
M053	4	42.1	+0.000	42.1	562.58	478.2
M054	4	51.5	+0.000	51.5	477.91	735.7
M055	1	204.9	+0.000	204.9	722.96	600.0
M056	4	833.1	+0.000	833.1	499.78	1798.3
M057	1	573.4	+0.000	573.4	353.27	909.6
M058	4	0.0	+0.000	0.0	91.49	30.1
M059	1	47.5	+0.000	47.5	427.35	390.5
M060	4	17.7	+0.000	17.7	136.72	223.7
M061	4	29.8	+0.000	29.8	146.38	141.7

Taglio nel piano								
	caso	Nd	Md	beta	Vd	c.red.	Vred	Vrd
M053	4	562.58	42.1	0.67	9.31	+0.000	9.31	701.29
M054	1	673.52	63.6	0.70	40.99	+0.000	40.99	1146.39
M055	1	578.01	44.6	0.67	66.69	+0.000	66.69	719.31
M056	1	744.60	1170.2	1.00	196.05	+0.000	196.05	3343.64
M057	1	353.27	573.4	1.00	116.46	+0.000	116.46	2309.89
M058	4	91.49	0.0	0.67	0.00	+0.000	0.00	217.71
M059	1	427.35	47.5	0.67	20.88	+0.000	20.88	679.68
M060	4	136.72	17.7	0.70	6.77	+0.000	6.77	981.76

M061	4	146.38	29.8	0.67	16.44	+0.000	16.44	585.16
------	---	--------	------	------	-------	--------	-------	--------

Pressoflessione fuori piano								
	caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M053	1	889.04	-	6.00	2.40	0.86	3580.86	
M054	1	858.71	-	6.00	2.40	0.86	5941.50	
M055	1	722.96	-	6.00	2.40	0.86	3671.32	
M056	1	1295.95	-	6.00	2.40	0.86	13266.40	
M057	1	758.89	-	6.00	2.40	0.86	9488.66	
M058	1	158.98	-	6.00	2.40	0.86	1259.24	
M059	1	545.05	-	6.00	2.40	0.86	3671.32	
M060	1	435.13	-	6.00	2.40	0.86	5941.50	
M061	1	348.74	-	6.00	2.40	0.86	3580.86	

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M053	0.19904	9.64	5.8	4	599.10	199.3
M054	0.19904	16.00	9.6	4	538.97	195.9
M055	0.19904	9.89	5.9	4	427.10	150.8
M056	0.19904	35.73	21.4	4	681.54	258.5
M057	0.29381	37.73	22.6	4	376.77	144.7
M058	0.29381	5.01	3.0	4	101.85	37.4
M059	0.29381	14.60	8.8	4	300.12	110.2
M060	0.29381	23.62	14.2	4	209.99	81.0
M061	0.29381	14.24	8.5	4	190.54	72.1

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Pressoflessione			Taglio		
	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F051	1	3.8	324.7	1	12.78	303.33 [t]
F052	1	5.9	768.6	1	19.66	466.67 [t]
F053	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F054	1	21.0	192.2	1	26.21	120.10 [p]
F055	1	7.8	693.7	1	22.10	443.33 [t]
F056	1	39.8	693.7	1	49.80	433.55 [p]
F057	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]
F058	1	5.6	693.7	1	18.67	443.33 [t]

3.4. RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Si riporta la verifica dei pilastri in cemento armato.

VERIFICA PILASTRO IN CA

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: $R_{ck} = 20$.
 $f_{ck} = 16.6$
 $f_{cd} = 6.97$ (.35%)
 Acciaio lento: Tipo= FeB44k
 $f_{yk} = 430$.
 $f_{tk} = 540$.
 $f_{td} = 348.39$ (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

$\epsilon_{ps} = \mu_{uz} * y + \mu_{uy} * z + \lambda_{am}$
 $\mu_{uz} = -2.00649075896477E-05$
 $\mu_{uy} = -6.93579061453524E-05$
 $\lambda_{am} = 6.04467146157975E-04$

Caso di carico: SLU SENZA SISMA

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

N_d in $z = 0$. ; $y = 15$. (baricentro CLS)

$N_d = -47.19$

$M_{dz} = 5.3201$

$M_{dy} = 17.2102$

UNITA' DI MISURA:

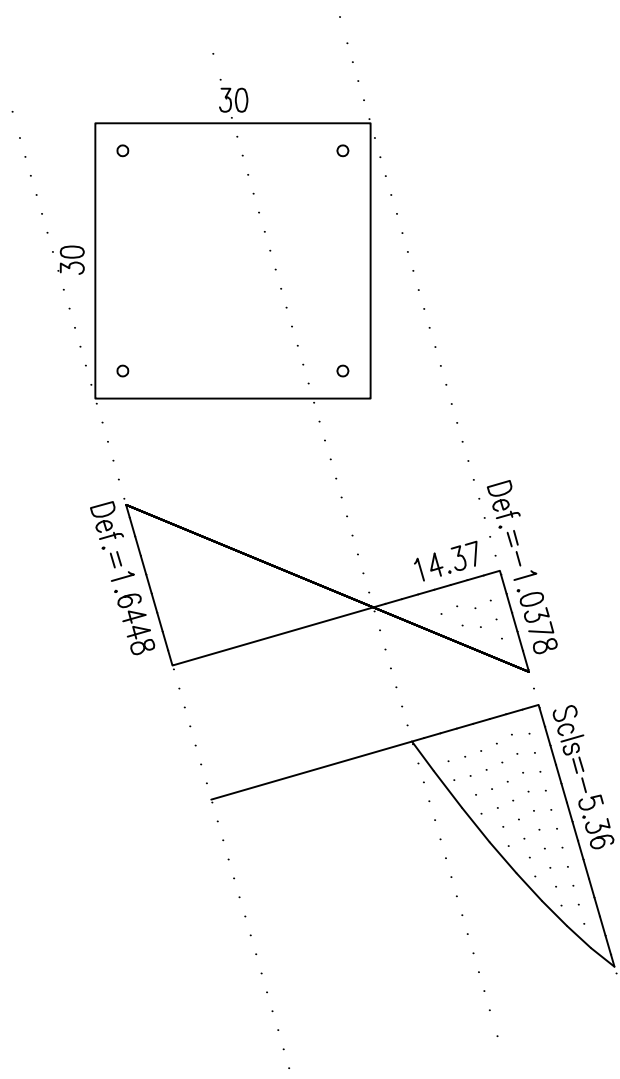
kN; cm; kNm; N/mm².

ϕ in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);

D=deformazioni (epsilon):



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

ver	Z	Y	Dcls	Scls	Ve
2	15.	30.	-1.03785	-5.36	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

fer	Z	Y	ϕ (mm)	Af(cm ²)	D ferri	S ferri	Ve
4	-12.	3.	12	1.13	1.37657	275.31	si

% ARMAT.: tesa= .25; comp.= .25; tot.= .5

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 20. ; fck = 16.6 ; fcd = 6.968 (.35%)
Acciaio : Tipo= FeB44k ; ftk = 540. ; fyk = 430. ; ftd = 348.387 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-15.	30.	1	-12.	27.	12.	1.131	
1- 2	15.	30.	2	12.	27.	12.	1.131	
1- 3	15.	0.	3	12.	3.	12.	1.131	
1- 4	-15.	0.	4	-12.	3.	12.	1.131	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	-47.19	5.3201	17.2102	
2	-47.19	5.3201	-17.2102	
3	-47.19	-5.3201	17.2102	
4	-98.67	.5113	0.	
5	-29.41	3.7507	10.0634	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

so	muz	muy	lambda
1.	-.00002006491	-.00006935791	.00060446715
2.	-.00002006491	.00006935791	.00060446715
3.	.00002006491	-.00006935791	.00000251992
4.	-.00000090137	0.	-.00012839504
5.	-.00001351838	-.00003933541	.00037863371

Deformazioni massime sui materiali:

so	cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-1.0378	-5.36	si	4.	1.3766	275.31	si
2	1- 1	-1.0378	-5.36	si	3.	1.3766	275.31	si
3	1- 3	-1.0378	-5.36	si	1.	1.3766	275.31	si
4	1- 1	-.1554	-1.04	si	3.	-.1311	-26.22	si
5	1- 2	-.6169	-3.64	si	4.	.8101	162.02	si

VERIFICA PILASTRO IN CA

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 20.
 fck= 16.6
 fcd= 6.97 (.35%)
 Acciaio lento: Tipo= FeB44k
 fyk= 430.
 ftk= 540.
 ftd= 348.39 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

eps= muz * y + muy * z + lam
 muz=-1.35183830416715E-05
 muy=-3.9335414069532E-05
 lam= 3.78633709431891E-04

Caso di carico: SLU con SISMA
 Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

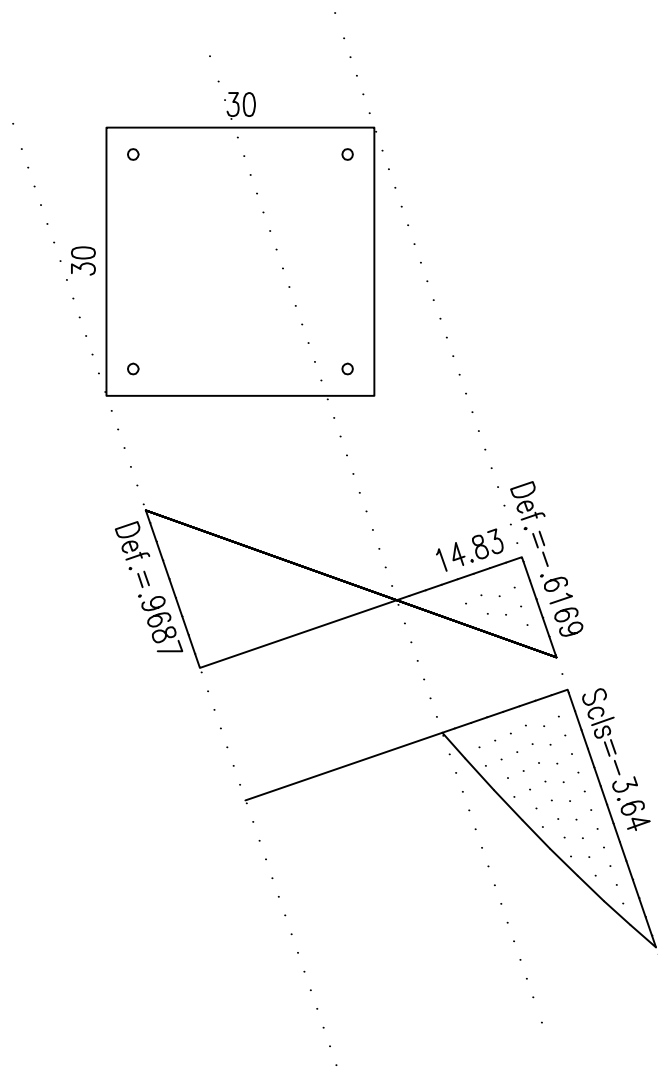
Nd in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)
 Nd = -29.41
 Mdz= 3.7507
 Mdy= 10.0634

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm².
 ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon):



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

ver	Z	Y	Dcls	Scls	Ve
2	15.	30.	-6.1695	-3.64	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

fer	Z	Y	ø(mm)	Af(cm ²)	D ferri	S ferri	Ve
4	-12.	3.	12	1.13	.8101	162.02	si

% ARMAT.: tesa= .25; comp.= .25; tot.= .5

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 20. ; fck = 16.6 ; fcd = 6.968 (.35%)
 Acciaio : Tipo= FeB44k ; ftk = 540. ; fyk = 430. ; ftd = 348.387 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-15.	30.	1	-12.	27.	12.	1.131	
1- 2	15.	30.	2	12.	27.	12.	1.131	
1- 3	15.	0.	3	12.	3.	12.	1.131	
1- 4	-15.	0.	4	-12.	3.	12.	1.131	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	-47.19	5.3201	17.2102	
2	-47.19	5.3201	-17.2102	
3	-47.19	-5.3201	17.2102	
4	-98.67	.5113	0.	
5	-29.41	3.7507	10.0634	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

So	muz	muy	lambda
1.	-.00002006491	-.00006935791	.00060446715
2.	-.00002006491	.00006935791	.00060446715
3.	.00002006491	-.00006935791	.00000251992
4.	-.00000090137	0.	-.00012839504
5.	-.00001351838	-.00003933541	.00037863371

Deformazioni massime sui materiali:

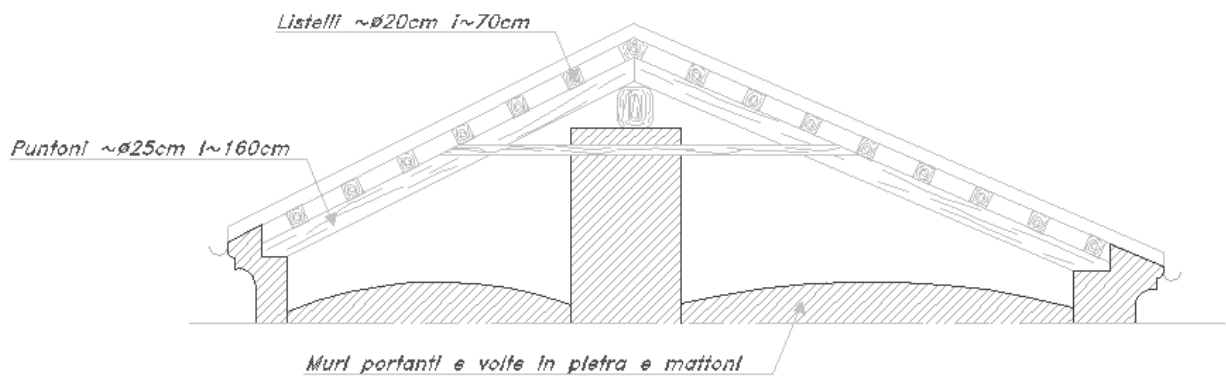
so	cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-1.0378	-5.36	si	4.	1.3766	275.31	si
2	1- 1	-1.0378	-5.36	si	3.	1.3766	275.31	si
3	1- 3	-1.0378	-5.36	si	1.	1.3766	275.31	si
4	1- 1	-.1554	-1.04	si	3.	-.1311	-26.22	si
5	1- 2	-.6169	-3.64	si	4.	.8101	162.02	si

3.5. RESISTENZA DELLE STRUTTURE IN LEGNO

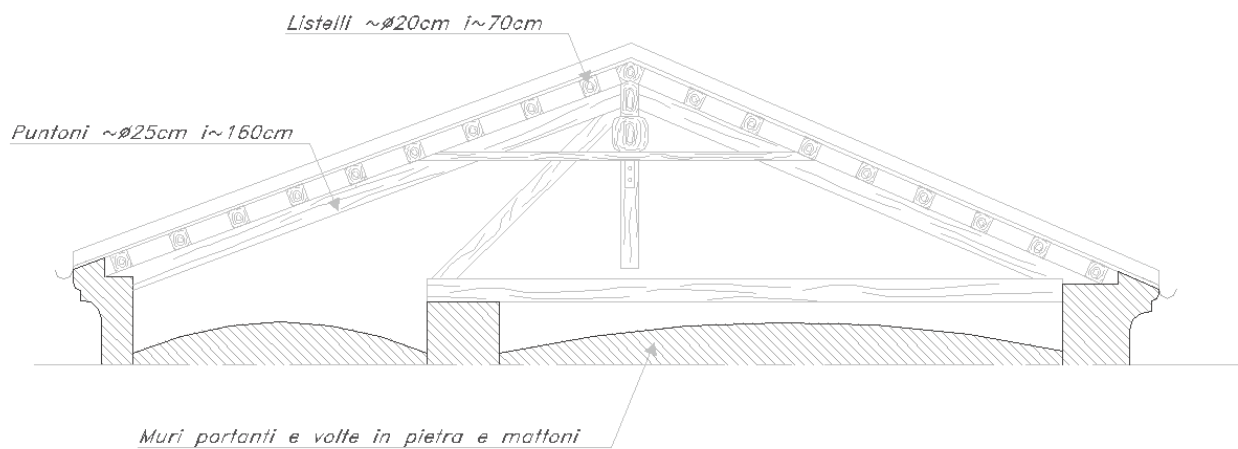
Si riporta la verifica degli elementi in legno costituenti la struttura di copertura a falde.

Si analizzano le due tipologie riscontrate:

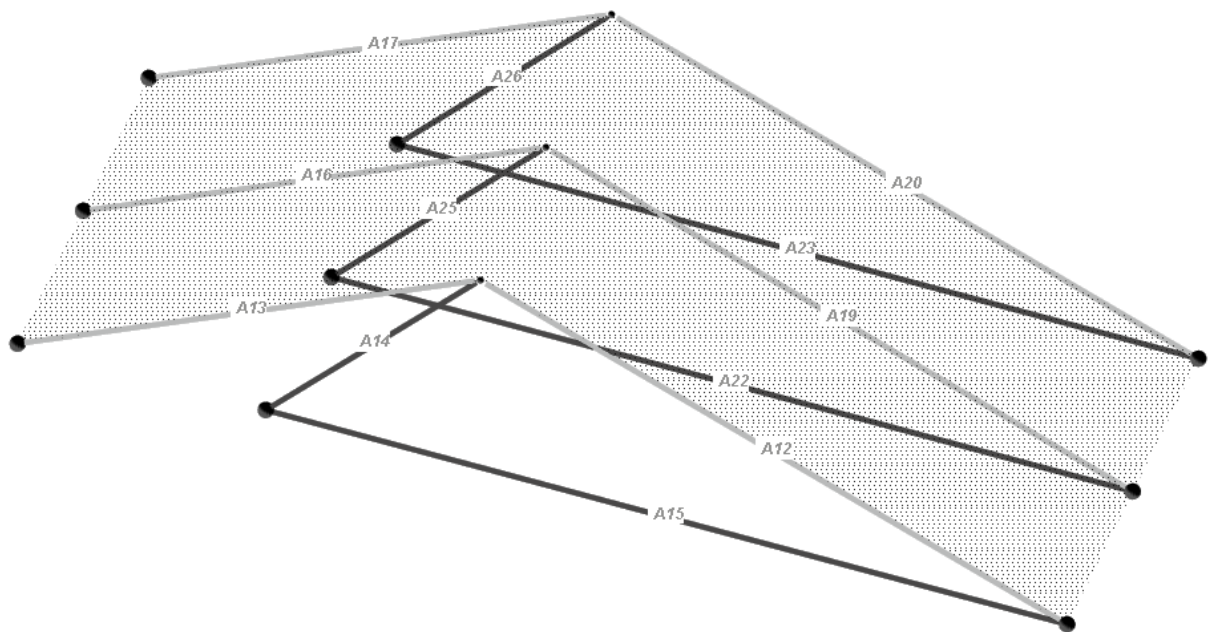
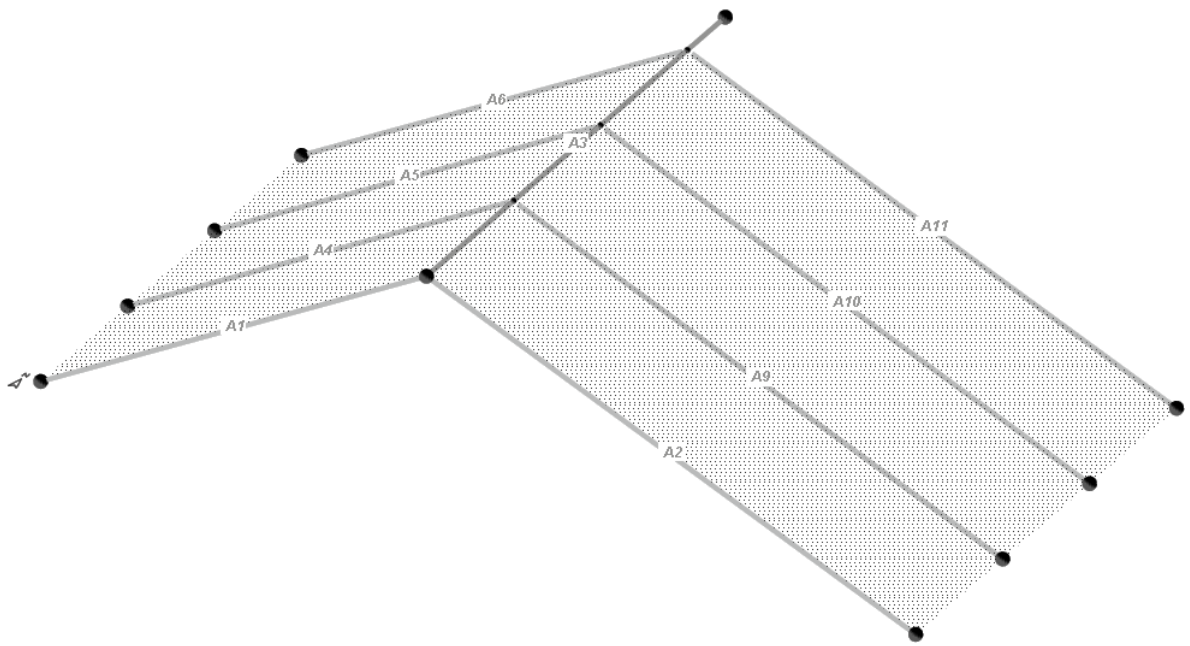
- Puntoni a passo 1,60 m, sostenuti da trave di colmo di lunghezza 5,50 m



- Puntoni a passo 1,60 m, sostenuti da saetta appoggiata su muratura



Le caratteristiche de materiale vengono assimilate a quelle di un abete bianco; ai fini delle verifiche seguenti si fa riferimento ad un legno di classe C24 S2, secondo la UNI EN 11035-2



Numerazione aste

VerAstLegno.txt
VERIFICA ASTE IN LEGNO

Lavoro : PIOCOP
 Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.
 Data : 28/07/2015 - 11:09
 Numero aste : 21

MATERIALE

Descrizione: Abete/Italia
 Norma : UNI EN 11035-2 Classe : C24 S2
 fmk = 250. ft0k= 150. ft90k=4. fc0k= 210. fc90k=26. fvk = 40.
 E0m = 118000 E005= 79000. E90m =3900. Gm = 7400. G005= 4954.2
 Rok = .00036 Rom = .00044

DATI [NTC08 4.4.6]

Tipo legno : Legno massiccio Riferimento : EN 14081.1
 Classe di servizio: 2 ; gM= 1.5 ; kdef= 0.8 ; betaC= 0.2

Classi di durata	Kmod	ft0d *	fc0d	fmd *	fvd	Casi di carico
Permanente	.600	60.00	84.00	100.00	16.00	5
Lunga durata	.700	70.00	98.00	116.67	18.67	non prevista
Media durata	.800	80.00	112.00	133.33	21.33	non prevista
Breve durata	.900	90.00	126.00	150.00	24.00	1
Istantaneo	1.000	100.00	140.00	166.67	26.67	non prevista

(*) valori per Kh=1

CASI DI CARICO

N	Descrizione	Soll.
1	SLU SENZA SISMA	1
5	SLU perm	1

SEZIONI RETTANGOLARI

N	b	h	alfa	A	Jz	Jy	Jtor	Km	Ksh
1	22.	22.	4.808	484.	19521.3	19521.3	48803.3	.7	1.15
2	25.	25.	4.808	625.	32552.1	32552.1	81380.2	.7	1.15

VERIFICHE

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (1-2) 1
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-310.3	0.0	553.1

TENSIONI													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfl	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.6	0.0	0.0	0.000	.010	.010	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si

----- PROGR.(4) 176.29

SOLLECITAZIONI						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	60941.5	0.0	0.0	-77.6	0.0	138.3

TENSIONI													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfl	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.2	34.3	0.0	.229	.231	.055	0.00	0.0	0.00	.4	.018	si

VerAstLegno.txt

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	65004.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5- 1	32224.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	36.6	0.0	.244	0.000	.060	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	0.0	18.2	0.0	.182	0.000	.033	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	310.3	0.0	-553.1	
5- 1	0.0	0.0	0.0	153.8	0.0	-274.2	

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	.6	0.0	0.0	0.0	.007	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si
5- 1	.3	0.0	0.0	0.0	.005	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.053	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (2-3) 2
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	317.9	0.0	718.7	

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	.7	0.0	0.0	0.0	.007	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	2.2	.093	si

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	102161.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	57.6	0.0	.384	0.000	.147	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(6) 355.37

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	95775.9	0.0	0.0	-79.5	0.0	-179.7	

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.2	54.0	0.0	.360	.363	.133	0.00	0.0	0.00	.6	.023	si

----- PROGR.(9) 568.59

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	-317.9	0.0	-718.7	

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.7	0.0	0.0	0.000	.013	.013	0.00	0.0	0.00	2.2	.093	si

Rettangolare (sezione n. 2; b=25; h=25) ----- ASTA (2-4) 3

Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	550.00	76.21	1.251	1.377	.512	550.00	2233.4	.335	1.000
Y	550.00	76.21	1.251	1.377	.512	550.00	2233.4	.335	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.1
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.1

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.3	.013	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.3	.020	si

----- PROGR.(5) 275.00

SOLLECITAZIONI :						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	18433.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5- 1	18433.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	7.1	0.0	.047	0.000	.002	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	0.0	7.1	0.0	.071	0.000	.005	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 550.00

SOLLECITAZIONI :						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.1
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.1

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.3	.013	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.3	.020	si

Rettagonolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (5-6) 4
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-3598.9	0.0	1028.8

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	7.4	0.0	0.0	.003	.110	.110	0.00	0.0	0.00	3.2	.133	si

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI :						
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	120913.1	0.0	0.0	-3021.7	0.0	0.0

TENSIONI :													
Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	6.2	68.1	0.0	.457	.547	.299	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI :

VerAstLegno.txt

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2444.6	0.0	-1028.8

TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	5.1	0.0	0.0	.002	.075	.075	0.00	0.0	0.00	3.2	.133	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (7-8) 5
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
470.11	2299.4	.330	1.000
470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-3598.9	0.0	1028.8

TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	7.4	0.0	0.0	.003	.110	.110	0.00	0.0	0.00	3.2	.133	si

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	120913.1	0.0	0.0	-3021.7	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	6.2	68.1	0.0	.457	.547	.299	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2444.6	0.0	-1028.8

TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	5.1	0.0	0.0	.002	.075	.075	0.00	0.0	0.00	3.2	.133	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (9-10) 6
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
470.11	2299.4	.330	1.000
470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1933.2	0.0	553.1

TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.0	0.0	0.0	.001	.059	.059	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	65004.3	0.0	0.0	-1622.9	0.0	0.0
5- 1	32224.8	0.0	0.0	-793.9	0.0	0.0

TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	3.4	36.6	0.0	.245	.294	.109	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

VerAstLegno.txt

| 5- 1| 0.0| 1.6| 18.2| 0.0| .182| .218| .069|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1312.6	0.0	-553.1

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.7	0.0	0.0	0.000	.040	.040	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (6-15) 9
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	LO	Lam	LamRel	k	kc
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393

Instabilita' torsionale

LO	Scrit	LamRel	K crit
568.59	1901.1	.363	1.000
568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2289.3	0.0	1339.2

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.7	0.0	0.0	.001	.096	.096	0.00	0.0	0.00	4.2	.173	si

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	190369.1	0.0	0.0	-2881.6	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	6.0	107.3	0.0	.717	.835	.632	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 568.59

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-3474.0	0.0	-1339.2

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	7.2	0.0	0.0	.003	.145	.145	0.00	0.0	0.00	4.2	.173	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (8-16) 10
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	LO	Lam	LamRel	k	kc
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393

Instabilita' torsionale

LO	Scrit	LamRel	K crit
568.59	1901.1	.363	1.000
568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2289.3	0.0	1339.2

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.7	0.0	0.0	.001	.096	.096	0.00	0.0	0.00	4.2	.173	si

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	190369.1	0.0	0.0	-2881.6	0.0	0.0

VerAstLegno.txt

TENSIONI :
 | Caso | St0d | sc0d | Smzd | Smyd | fspfd | fsifl | fsito | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
 | 1- 1 | 0.0 | 6.0 | 107.3 | 0.0 | .717 | .835 | .632 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.000 | si |

----- PROGR.(9) 568.59

SOLLECITAZIONI :
 | Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
 | 1- 1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -3474.0 | 0.0 | -1339.2 |

TENSIONI :
 | Caso | St0d | sc0d | Smzd | Smyd | fspfd | fsifl | fsito | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
 | 1- 1 | 0.0 | 7.2 | 0.0 | 0.0 | .003 | .145 | .145 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 4.2 | .173 | si |

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (10-17) 11
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :
 | Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
 | 1- 1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1229.8 | 0.0 | 718.7 |

TENSIONI :
 | Caso | St0d | sc0d | Smzd | Smyd | fspfd | fsifl | fsito | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
 | 1- 1 | 0.0 | 2.5 | 0.0 | 0.0 | 0.000 | .051 | .051 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 2.2 | .093 | si |

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :
 | Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
 | 1- 1 | 102161.0 | 0.0 | 0.0 | -1547.7 | 0.0 | 0.0 |

TENSIONI :
 | Caso | St0d | sc0d | Smzd | Smyd | fspfd | fsifl | fsito | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
 | 1- 1 | 0.0 | 3.2 | 57.6 | 0.0 | .384 | .448 | .212 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | 0.000 | si |

----- PROGR.(9) 568.59

SOLLECITAZIONI :
 | Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
 | 1- 1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1865.5 | 0.0 | -718.7 |

TENSIONI :
 | Caso | St0d | sc0d | Smzd | Smyd | fspfd | fsifl | fsito | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
 | 1- 1 | 0.0 | 3.9 | 0.0 | 0.0 | .001 | .078 | .078 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 2.2 | .093 | si |

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (18-19) 12
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :
 | Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |
 | 1- 1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -728.0 | 0.0 | 718.7 |

TENSIONI :
 | Caso | St0d | sc0d | Smzd | Smyd | fspfd | fsifl | fsito | Ttozd | Tzd | Ttoyd | Tyd | fsTau | VE |
 | 1- 1 | 0.0 | 1.5 | 0.0 | 0.0 | 0.000 | .030 | .030 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 2.2 | .093 | si |

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :
 | Caso | MZ | MY | MT | N | TZ | TY |

VerAstLegno.txt

| 1- 1| 102161.0| 0.0| 0.0| -1045.9| 0.0| 0.0|

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.2	57.6	0.0	.384	.427	.191	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 568.59

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1363.8	0.0	-718.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.8	0.0	0.0	.001	.057	.057	0.00	0.0	0.00	2.2	.093	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (20-18) 13
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
470.11	2299.4	.330	1.000
470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-495.0	0.0	553.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	1.0	0.0	0.0	0.000	.015	.015	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	65004.3	0.0	0.0	-184.7	0.0	0.0
5- 1	32224.8	0.0	0.0	-94.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.4	36.6	0.0	.244	.250	.065	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	.2	18.2	0.0	.182	.186	.037	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	125.6	0.0	-553.1
5- 1	0.0	0.0	0.0	59.9	0.0	-274.2

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	.3	0.0	0.0	0.0	.003	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si
5- 1	.1	0.0	0.0	0.0	.002	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.053	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (21-18) 14
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	298.33	46.97	.771	.844	.841
Y	298.33	46.97	.771	.844	.841

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
298.33	3623.4	.263	1.000
298.33	3623.4	.263	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1292.4	0.0	35.9
5- 1	0.0	0.0	0.0	-678.7	0.0	35.9

VerAstLegno.txt

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.7	0.0	0.0	0.000	.025	.025	0.00	0.0	0.00	.1	.005	si
5- 1	0.0	1.4	0.0	0.0	0.000	.020	.020	0.00	0.0	0.00	.1	.007	si

----- PROGR.(5) 149.16

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	2674.8	0.0	0.0	-1249.0	0.0	0.0
5- 1	2674.8	0.0	0.0	-635.3	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.6	1.5	0.0	.010	.034	.024	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	1.3	1.5	0.0	.015	.034	.019	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 298.33

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1205.5	0.0	-35.9
5- 1	0.0	0.0	0.0	-591.9	0.0	-35.9

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.5	0.0	0.0	0.000	.023	.023	0.00	0.0	0.00	.1	.005	si
5- 1	0.0	1.2	0.0	0.0	0.000	.017	.017	0.00	0.0	0.00	.1	.007	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (21-19) 15
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	710.00	111.80	1.835	2.337	.264	710.00	1522.5	.405	1.000
Y	710.00	111.80	1.835	2.337	.264	710.00	1522.5	.405	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.017	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.026	si

----- PROGR.(5) 355.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	23788.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5- 1	23788.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	13.4	0.0	.089	0.000	.008	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	0.0	13.4	0.0	.134	0.000	.018	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 710.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.0
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.017	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.026	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (22-23) 16
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-915.0	0.0	1028.8

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	1.9	0.0	0.0	0.000	.028	.028	0.00	0.0	0.00	3.2	.133	si

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	120913.1	0.0	0.0	-337.9	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.7	68.1	0.0	.454	.465	.217	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	239.3	0.0	-1028.8

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	.5	0.0	0.0	0.0	.005	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	3.2	.133	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (24-25) 17
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000
Y	470.11	74.02	1.215	1.329	.535	470.11	2299.4	.330	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-495.0	0.0	553.1

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	1.0	0.0	0.0	0.000	.015	.015	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si

----- PROGR.(5) 235.05

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	65004.3	0.0	0.0	-184.7	0.0	0.0
5- 1	32224.8	0.0	0.0	-94.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.4	36.6	0.0	.244	.250	.065	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	.2	18.2	0.0	.182	.186	.037	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 470.11

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	125.6	0.0	-553.1
5- 1	0.0	0.0	0.0	59.9	0.0	-274.2

VerAstLegno.txt

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	.3	0.0	0.0	0.0	.003	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	1.7	.071	si
5- 1	.1	0.0	0.0	0.0	.002	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.8	.053	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (23-28) 19
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1320.7	0.0	1339.2

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.7	0.0	0.0	0.000	.055	.055	0.00	0.0	0.00	4.2	.173	si

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	190369.1	0.0	0.0	-1913.1	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.0	107.3	0.0	.716	.795	.591	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 568.59

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2505.4	0.0	-1339.2

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	5.2	0.0	0.0	.002	.105	.105	0.00	0.0	0.00	4.2	.173	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (25-29) 20
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	K crit
Z	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000
Y	568.59	89.53	1.469	1.696	.393	568.59	1901.1	.363	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-728.0	0.0	718.7

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	1.5	0.0	0.0	0.000	.030	.030	0.00	0.0	0.00	2.2	.093	si

----- PROGR.(5) 284.30

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	102161.0	0.0	0.0	-1045.9	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.2	57.6	0.0	.384	.427	.191	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 568.59

VerAstLegno.txt

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1363.8	0.0	-718.7

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.8	0.0	0.0	.001	.057	.057	0.00	0.0	0.00	2.2	.093	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (31-28) 22
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	LO	Lam	LamRel	k	kc
Z	710.00	111.80	1.835	2.337	.264
Y	710.00	111.80	1.835	2.337	.264

Instabilita' torsionale

LO	Scrit	LamRel	K crit
710.00	1522.5	.405	1.000
710.00	1522.5	.405	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.017	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.026	si

----- PROGR.(5) 355.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	23788.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5- 1	23788.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	13.4	0.0	.089	0.000	.008	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	0.0	13.4	0.0	.134	0.000	.018	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 710.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.0
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.017	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.026	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (32-29) 23
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

As	LO	Lam	LamRel	k	kc
Z	710.00	111.80	1.835	2.337	.264
Y	710.00	111.80	1.835	2.337	.264

Instabilita' torsionale

LO	Scrit	LamRel	K crit
710.00	1522.5	.405	1.000
710.00	1522.5	.405	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.017	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.026	si

VerAstLegno.txt

----- PROGR.(5) 355.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	23788.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5- 1	23788.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

TENSIONI :													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	13.4	0.0	.089	0.000	.008	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	0.0	13.4	0.0	.134	0.000	.018	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 710.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.0	
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.0	

TENSIONI :													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.017	si
5- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.4	.026	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (31-23) 25
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	298.33	46.97	.771	.844	.841	298.33	3623.4	.263	1.000
Y	298.33	46.97	.771	.844	.841	298.33	3623.4	.263	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2327.8	0.0	35.9	
5- 1	0.0	0.0	0.0	-1100.5	0.0	35.9	

TENSIONI :													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.8	0.0	0.0	.001	.045	.045	0.00	0.0	0.00	.1	.005	si
5- 1	0.0	2.3	0.0	0.0	.001	.032	.032	0.00	0.0	0.00	.1	.007	si

----- PROGR.(5) 149.16

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	2674.8	0.0	0.0	-2284.4	0.0	0.0	
5- 1	2674.8	0.0	0.0	-1057.1	0.0	0.0	

TENSIONI :													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.7	1.5	0.0	.011	.055	.045	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	2.2	1.5	0.0	.016	.046	.031	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 298.33

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	-2241.0	0.0	-35.9	
5- 1	0.0	0.0	0.0	-1013.7	0.0	-35.9	

TENSIONI :													
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	4.6	0.0	0.0	.001	.044	.044	0.00	0.0	0.00	.1	.005	si
5- 1	0.0	2.1	0.0	0.0	.001	.030	.030	0.00	0.0	0.00	.1	.007	si

Rettangolare (sezione n. 1; b=22; h=22) ----- ASTA (32-25) 26
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit

VerAstLegno.txt

Z	298.33	46.97	.771	.844	.841	298.33	3623.4	.263	1.000
Y	298.33	46.97	.771	.844	.841	298.33	3623.4	.263	1.000

----- PROGR.(1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1292.4	0.0	35.9
5- 1	0.0	0.0	0.0	-678.7	0.0	35.9

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.7	0.0	0.0	0.000	.025	.025	0.00	0.0	0.00	.1	.005	si
5- 1	0.0	1.4	0.0	0.0	0.000	.020	.020	0.00	0.0	0.00	.1	.007	si

----- PROGR.(5) 149.16

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	2674.8	0.0	0.0	-1249.0	0.0	0.0
5- 1	2674.8	0.0	0.0	-635.3	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.6	1.5	0.0	.010	.034	.024	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 1	0.0	1.3	1.5	0.0	.015	.034	.019	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.(9) 298.33

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	-1205.5	0.0	-35.9
5- 1	0.0	0.0	0.0	-591.9	0.0	-35.9

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	Smzd	Smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.5	0.0	0.0	0.000	.023	.023	0.00	0.0	0.00	.1	.005	si
5- 1	0.0	1.2	0.0	0.0	0.000	.017	.017	0.00	0.0	0.00	.1	.007	si

LEGENDA

VERIFICA ASTE IN LEGNO

Lavoro : TETFE1
 Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.
 Data : 28/03/2013 - 12:08
 Numero aste : 3

MATERIALE

Descrizione: Larice/Nord Italia

Norma : UNI EN 11035-2 Classe : C18 S3
 • fmk = 180. • ft0k = 110. • ft90k = 4. • fc0k = 180. • fc90k = 36. • fvk = 34.
 • E0m = 115000 • E005 = 77000. • E90m = 3800. • Gm = 7200. • G005 = 4820.9
 • Rok = .00051 • Rom = .00061

- **f_{mk}**: resistenza caratteristica a flessione
- **f_{t0k}**: resistenza caratteristica a trazione - parallela alle fibre
- **f_{t90k}**: resistenza caratteristica a trazione - perpendicolare alle fibre
- **f_{c0k}**: resistenza caratteristica a compressione - parallela alle fibre
- **f_{c90k}**: resistenza caratteristica a compressione - perpendicolare alle fibre
- **f_{vk}**: resistenza caratteristica a taglio
- **E_{0m}**: modulo elastico parallelo medio
- **E₀₀₅**: modulo elastico parallelo caratteristico
- **E_{90m}**: modulo elastico perpendicolare medio
- **G_m**: modulo elastico tangenziale medio
- **G₀₀₅**: modulo elastico tangenziale caratteristico
- **Rok = ρ_k**: massa volumica caratteristica
- **Rom = ρ_m**: massa volumica media

(Tabella M.7.I NTC 08)

DATI [NTC08 4.4.6]

Tipo legno : Legno massiccio
 Classe di servizio: 1 ; g_M = 1.5 ; k_{def} = 0.6 ; beta_C = 0.2 Riferimento : EN 14081.1

classi di durata	K _{mod} *	f _{t0d} * [♣]	f _{c0d} * [♣]	f _{md} * [♣]	f _{vd} * [♣]	Casi di carico
Permanente	.600	44.00	72.00	72.00	13.60	1
Lunga durata	.700	51.33	84.00	84.00	15.87	non prevista
Media durata	.800	58.67	96.00	96.00	18.13	non prevista
Breve durata	.900	66.00	108.00	108.00	20.40	non prevista
Istantaneo	1.000	73.33	120.00	120.00	22.67	non prevista

(*) valori per kh=1

(Tabella 4.4.III NTC08)

- **g_M = γ_M**: coefficiente parziale per le proprietà dei materiali (γ_M = 1,5 legno massiccio, 1,45 legno lamellare)
- * **K_{mod}**: coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico che dell'umidità della struttura (Tabella 4.4.IV NTC 08)
- ♣ **f_{t0d} = (f_{t0k} / γ_M) · K_{mod}** ♣ **f_{c0d} = (f_{c0k} / γ_M) · K_{mod}**
- **f_{md} = (f_{mk} / γ_M) · K_{mod}** • **f_{vd} = (f_{vk} / γ_M) · K_{mod}**

CASI DI CARICO

N	Descrizione	so11.
1	SLU SENZA SISMA	1

SEZIONI RETTANGOLARI

N	b	h	A	per-documento-commenti-spazi.txt				Km	Ksh
6	7.	25.	175.	Jz	Jy	Jtor			
				9114.6	714.6	2447.2	.7	1.	

Moduli d'inerzia



Km: coefficiente che tiene conto della redistribuzione delle tensioni e dell'effetto delle non omogeneità del materiale [6.4.6 EC5]

Ksh: coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale [4.4.8.1.10 NTC 08]

VERIFICHE

Rettangolare (sezione n. 6; b=7; h=25) ----- ASTA (113-114) 57

$K_{hz} = 1$; $K_{hy} = 1.165$; $K_{ht} = 1$

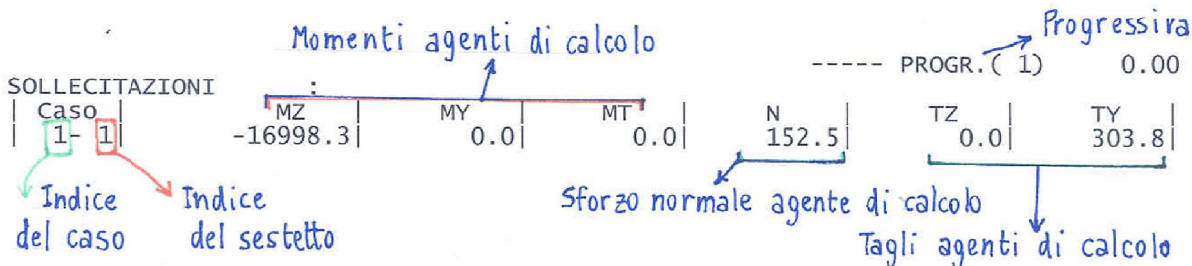
Coefficiente moltiplicatore dei valori caratteristici (legno massiccio 3.1 EC5, lamellare 3.2 EC5)

Instabilità flessionale					
AS	LO	Lam	LamRel	k	kc
Z	111.87	15.50	.239	.522	1.013
Y	111.87	55.36	.852	.918	.793

Instabilità torsionale			
LO	Scrit	LamRel	Kcrit
111.87	981.24	.428	1.000
111.87	12516.	.120	1.000

- As: asse
- ✕ LO: lunghezza libera d'inflessione
- Lam = λ : rapporto di snellezza
- LamRel: λ_{rel} (6.21 EC5)
- * K (6.27 e 6.28 EC5)
- Kc (6.25 e 6.26 EC5)

- Scrit = σ_{crit} : è la tensione critica a flessione (6.31 EC5)
- LamRel = λ_{rel} : snellezza relativa per flessione (6.30 EC5)
- Kcrit: coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale (6.30 EC5)



TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1-1	.9	0.0	23.3	0.0	.344	0.000	.105	0.0	0.0	0.0	2.6	.037	si

- * St0d = σ_{0d} : tensione di progetto a trazione
- sc0d = σ_{0d} : tensione di progetto a compressione
- ⊙ Smzd = σ_{zd} , Smyd = σ_{yd} tensione di progetto a flessione
- fsPfd = fs maggiore tra (6.17-6.18-6.19-6.20 EC5)
- fsIf1: fs maggiore tra (6.23-6.24 EC5)
- ⊙ fsIto: fs (6.35 EC5)

Taglio e Torsione [4.4.8.1.10 NTC 08]

- Ttozd = τ_{tozd} Ttoyd = τ_{toyd}
- $\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{a \cdot b^2}$ α in tabella 1 pagina 3
- Tzd = τ_{zd} Tyd = τ_{yd} $\tau = \frac{T}{b \cdot h} \cdot 1,5$
- fsTau = $f_{s\tau}$ (4.4.10 NTC 08 se $\tau > \tau_{min\tau}$ 4.4.8 NTC 08 se $\tau < \tau_{min\tau}$)

h/b	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	10.0	$\rightarrow \infty$
$1/\alpha$	0.208	0.219	0.231	0.246	0.263	0.312	$1/3$

Tabella 1

4. CONCLUSIONI

In base ai calcoli sopra riportati si può concludere che la struttura in oggetto risulta verificata.

Il Progettista

Torino, 14 settembre 2015