



COMUNE DI RAGUSA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA COSTRUZIONE DA ADIBIRE AD ASILO NIDO
IN CONTRADA CISTERNAZZI A RAGUSA

Importo Finanziamento PNRR: € 720.000,00
Importo Cofinanziato Fondi Comunali: € 50.000,00
Importo Complessivo: € 770.000,00

CUP: F25E24000180001
MISURA: PNRR - Missione 4 - Componente 1 - Investimento 1.1

SITO: Via Sergio Ramelli - 97100 RAGUSA
R.U.P.: geom. Vincenzo Baglieri

STUDIO DI ARCHITETTURA ANTONIO GIUMMARRA via Antonio Pacinotti n.17 - 97100 - Ragusa tel/fax (+39) 0932.686417 - cell. (+39) 335.5338089 www.antoniogiummarra.com - info@antoniogiummarra.com P.E.C.: antonio.giummarra@archiworldpec.it	IL PROGETTISTA arch. Antonio Giummarra	PROGETTO STRUTTURE RELAZIONE DI CALCOLO - SPETTRI E DIAGRAMMI		
	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO geom. Vincenzo Baglieri	TAVOLA FILENAME REVISIONE	S3	scala data

RELAZIONE DI CALCOLO	3
1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.2. REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 17.01.2018)	3
1.3. MISURA DELLA SICUREZZA	3
1.4. Criteri adottati per la schematizzazione della struttura	3
1.5. LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO	4
1.6. Legame elastico perf.te plastico o incrudente o duttilità limitata per l'acciaio	4
1.7. COMBINAZIONI DI CALCOLO	5
2. AZIONI SULLA COSTRUZIONE (P.TO 3 D.M. 17-01-18)	6
2.1. AZIONE SISMICA (P.TO 3.2.3 D.M. 17-01-18)	6
2.2. Tipologie strutturali e fattori di comportamento (p.to 7.4.32. DM 17/01/2018)	8
2.3. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (p.to 3.2.4 D.m. 17-01-18)	10
2.4. AZIONI DOVUTE AL VENTO	11
2.5. AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA (p.to 3.5.5 azioni sugli edifici)	11
2.6. NEVE	11
2.7. AZIONI ECCEZIONALI	11
2.8. AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI	11
2.9. COMBINAZIONI DI CALCOLO	12
3. ANALISI DEI CARICHI	12
3.1. CALCOLO CARICO DA VENTO (par. 3.3 del D.M. 2018):	12
3.2. CALCOLO CARICO DA NEVE (par. 3.4 del D.M. 2018):	12
3.3. SOLAIO/BALLATOIO 1° IMPALCATO: solaio/ballatoio terrazzo lastrico solare	13
3.4. Copertura pensilina ingresso 1° IMPALCATO:	13
3.5. Copertura bussola ingresso 1° IMPALCATO:	14
3.6. Copertura bussola ingresso 1° IMPALCATO:	14
3.7. Carico su piastra di base bussola:	14
4. GERARCHIA DELLE RESISTENZE	15
4.1. Travi di Fondazione – Sollecitazioni di calcolo- P.To 7.2.5 DM 17-01-18	15
4.2. Travi -Sollecitazioni di calcolo- P.To 7.4.4.1.1.	15
4.3. Pilastri -Sollecitazioni di calcolo – P.To 7.4.4.2.1.	15
5. VERIFICA TRAMEZZI	16
6. VERIFICA NODI	18
6.1. VERIFICA NODI NON CONFINANTI (P.TO 7.4.6.2.3)	20
7. RELAZIONE AI SENSI DEL CAP. 10.2 DELLE N.T.C. 2018	20
7.1. SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE	20
7.2. CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI	21
7.3. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità	21
7.4. DIMENSIONAMENTO STRUTTURA - Impostazione della Carpenteria	22
7.5. Dimensionamento della Struttura	23
7.6. DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	26
7.7. Dimensionamento Travi	26
7.8. PRESENTAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI	27
7.9. ANALISI DEL TAGLIANTE ALLA BASE DELLA STRUTTURA	28
7.10. Analisi dei risultati del modello globale struttura in sopraelevazione	29
8. SPETTRI E DIAGRAMMI	31

RELAZIONE DI CALCOLO

1.1. *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

- Decreto Ministeriale 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.

1.2. *REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 17.01.2018)*

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

1.3. *MISURA DELLA SICUREZZA*

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è stato quello degli Stati Limite (**SL**) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi **SLU** e gli stati limite di esercizio **SLE**. La sicurezza è stata quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

1.4. *Criteri adottati per la schematizzazione della struttura*

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc.)

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali.

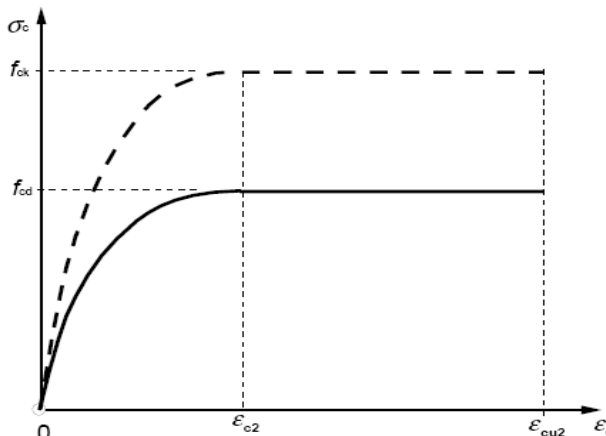
I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

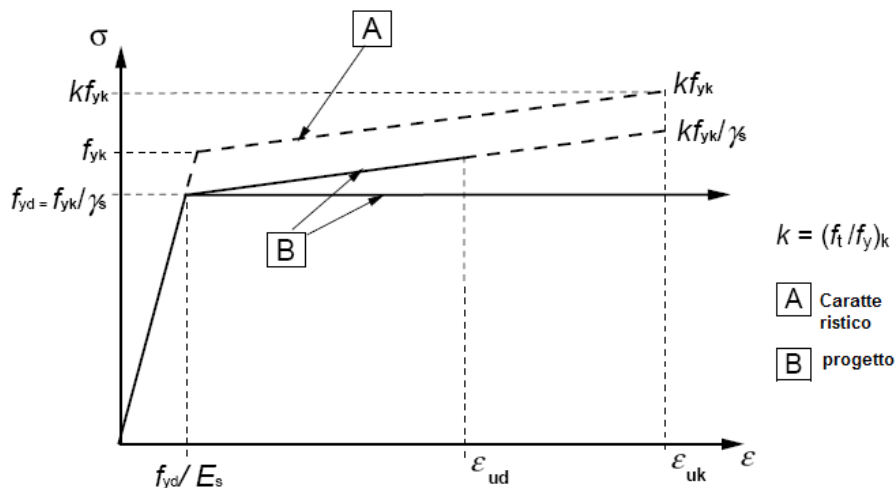
1.5. LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

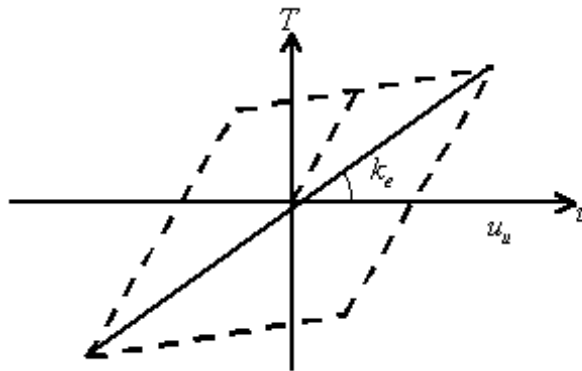
1.6. Legame elastico perf.te plastico o incrudente o duttilità limitata per l'acciaio



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4

- legame elastico lineare per le sezioni in legno
- legame elasto-viscoso per gli isolatori



Legame costitutivo isolatori

Il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

1.7. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, sono stati omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono state considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo “+” è da intendersi “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I). (Vedi cap. 1.7)

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16

delle NTC 2018). Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I)

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali. La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

2. AZIONI SULLA COSTRUZIONE (P.TO 3 D.M. 17-01-18)

2.1. AZIONE SISMICA (P.TO 3.2.3 D.M. 17-01-18)

Come indicato nelle NTC 2018 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (p.to 3.2.3.2.1 D.M. 17-01-18)

Quale sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I cui parametri sono riportati nella D.M. 17.01.2018 e s.m.i..

(vedi elab. Diagrammi e Spettri)

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali (p.to 3.2.3.2.2 D.M. 17-01-18)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazioni della componente verticale è definito dall'espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I cui parametri sono riportati nella D.M. 17.01.2018 e s.m.i..

(vedi elab. Diagrammi e Spettri)

Spettro di Progetto per gli stati limite di esercizio (p.to 3.2.3.4 D.m. 17-01-18)

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

(vedi elab. Diagrammi e Spettri)

Spettro di Progetto per gli stati limite ultimo (p.to 3.2.3.5 D.m. 17-01-18)

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle

plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel capitolo 4. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2ag$.

(vedi elab. Diagrammi e Spettri)

2.2. Tipologie strutturali e fattori di comportamento (p.to 7.4.32. DM 17/01/2018)

-Tipo di costruzione	Opere ordinarie		
-Vita Utile di Progetto	$V_n=$	50	
-Struttura Classe		III	
-Coefficiente D'uso	$C_u=$	1	
-Lunghezza della struttura	$L_1=$	24.20	[m]
-Larghezza della struttura	$L_2=$	24.00	[m]
-Altezza della struttura (dall'estradosso delle fondazioni all'impalcato di copertura)	$H=$	3.98	[m]

Determinazione del periodo di riferimento per l'azione sismica (p.to 2.4.3. D.M. 2018)

$V_R=$	$V_n \times C_u$
$V_R=$	50

Latitudine **36,90897**
 Longitudine **14,6871**

	SLD	SLV
Accelerazione orizzontale max V. max del fattore di amplificazione dello spettro in acc. Oriz.	ag	0,24
	F_0	2,346
Periodo di inizio tratto oriz	T_c^*	0,427

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Categoria del sottosuolo **B**
Alternanza calcarenitico-marnosa
 Categorie Topografiche **T1**
 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$

Determinazione del primo periodo della struttura [p.to 7.3.3.2]

	T_1	$C_1 H^{3/4}$	[s]
$C_1=$	0.075		
	$T_1=$	0.211	[s]

Determinazione del Fattore di comportamento [p.to 7.4.3.2 Fattori di comportamento]

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove

q_0	legato alla tipologia della struttura	
K_R	fattore che dipende dalla regolarità in altezza	
	Edifici regolari in altezza:	1
	Edifici non regolari in altezza:	0.8

Tipo di struttura	A	Strutture a telaio o misti equivalenti a telaio	
Classe di duttilità	Media		
Struttura regolare in altezza	NO		Kr 0.8
Tipologia di edificio	Edificio a telaio ad un piano:		α_u/α_1 1.5
Struttura a telaio:			q ₀ = 3.0
Struttura regolare in pianta	NO		α_u/α_1 = 1.1
Determinazione del fattore di struttura			
	q= 3.15		q = q₀ x Kr x Kw = 2,52

Il fattore di struttura per la componente verticale del sisma vale [p.to 7.3.1]:

q= 1.50

Vita Nominale p.to 2.4.1

Tipo di costruzione		Vita Nominale V _N (in anni)
1	Opere provvisorie Opere provvisionali Strutture in fase costruttive	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≤ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso p.to 2.4.2

Classe d'uso	Coefficiente C _u
I	0.7
II	1
III	1.5
IV	2

Topologia	C ₁
Con struttura a telaio in acciaio	0.085
Con struttura a telaio in calcestruzzo	0.075

Fattore di struttura p.to 7.4.3.2

Topologia	q ₀	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio a pareti accoppiate, miste	3,0 a _u /a ₁	4,5 a _u /a ₁
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	4,0 a _u /a ₁
Strutture deformabili torsionalmente	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0
Topologia		
Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio	A	
Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti	B	

Per strutture regolari in pianta

Topologia	a _u /a ₁
Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio	
edifici a telaio di un piano	1.1
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2

edifici a telaio a più piani, con più campate	1.3
Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti	
Strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione	1
edifici a pareti non accoppiate	1.1
edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti	1.2
Attenzione Ridurre il valore di q ₀ per Kw nel caso di pareti	
Topologia	a₀/a₁
Per strutture telaio e miste equivalenti	1
Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti,	0.67
Torsionalmente deformabili	1.3

α₀ 1

Categoria	Descrizione	
A	Ammassi rocciosi o terreni rigidi (con strato di alterazione < 3.00 m)	V _{s30} >800 m/s
B	Rocce Tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti (con spessori > 30 m)	360 m/s<V _{s30} <800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni mediamente addensati	360 m/s<V _{s30} <800 m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni scarsamente addensati	180 m/s<V _{s30} <360 m/s
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m	V _{s30} <180 m/s
Categoria	Descrizione	
S1	Depositi di terreni caratterizzati	V _{s30} <100 m/s
S2	Depositi suscettibili di liquefazione	
Categoria	Descrizione	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°	
T2	Pendii con inclinazione i >15	
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15°<i<30°	
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i>30°	
Fattore di Struttura "q" per la componente verticale dell'azione sismica [D.M. 17.01.2018 - Punto 7.3.1]		
1.5	Per qualunque tipologia strutturale e di materiale	
1	Per Ponti	

2.3. **Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (p.to 3.2.4 D.m. 17-01-18)**

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita al par. 5 della seguente relazione di seguito riportati:

$$G_k + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Dove i coefficienti parziali inglobano gli eventuali coefficienti di modello.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali.

$$G_k + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Dalla prospetto1 del DM 17/01/2018 si ricavano i coefficienti ψ_i da considerare.

2.4. AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

2.5. AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA (p.to 3.5.5 azioni sugli edifici)

È stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura 15°C.

$$\Delta T_u = \pm 15 \text{ } ^\circ \text{C}$$

2.6. NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);

C_t è il coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

2.7. AZIONI ECCEZIONALI

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, sono state considerate nella progettazione, con calcolo e verifica delle suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

2.8. AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici

dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

2.9. **COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare:

$$\text{per gli SLU: } F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

Per gli SLE:

$$\text{combinazioni rare: } F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

$$\text{combinazioni frequenti: } F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

$$\text{combinazioni quasi permanenti: } F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Dove i coefficienti parziali inglobano gli eventuali coefficienti di modello.

Per le combinazioni sismiche per gli SLU ed SLD:

$$\gamma_I \cdot E + G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

3. ANALISI DEI CARICHI

3.1. **CALCOLO CARICO DA VENTO (par. 3.3 del D.M. 2018):**

- **Carico da vento per elementi aggettanti**

"Zona: 4 Categoria: III

- qb (pressione cinetica di riferimento) = $(vb)^2 / 1.6$

e considerando l'altitudine del sito $as > 500$ m.

si ha $vb =$ velocità di riferimento del vento = 29.87 m/s per cui: $qb = 559$ N/m² (55.9 daN/ mq)

- Ce (Coefficiente di esposizione) = $ce(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0)$ [$7 + c_t \ln(z/z_0)$]

In funzione della categoria di esposizione del sito si ha dalla tabella 3.3.II del D.M. 2018:

$k_r = 0.20$; $z_0 = 0.10$; $z_{min} = 5$ ed essendo l'altezza massima del fabbricato fuori terra

dal punto più alto della copertura $\leq z_{min}$

si ha: $Ce(z) = 2,875$ dalla figura 3.3.3 del D.M. 2018

- Cp (Coefficiente di forma) = 0.60

- Cd (coefficiente dinamico) = 1,0

- Ct (coefficiente topografico) = 1,45

Pressione del vento: $p = qb \times Ce \times Cp \times Cd \times Ct = 55.9 \times 2,875 \times 0.60 \times 1,0 \times 1.45 = 140$ daN/mq

3.2. **CALCOLO CARICO DA NEVE (par. 3.4 del D.M. 2018):**

- **Carico da neve (par. 3.4 del D.M. 2018):**

Quota del suolo:.....as= 593 m

Inclinazione della falda:.....0% = $\alpha = 0^\circ$

- Qsk (valore caratteristico di riferimento) = $0,51 [1 + (as/481)^2] \times 100 = 129$ daN/mq

- C_E (coefficiente di esposizione) = 1,0
- C_t (coefficiente termico) = 1,0
- μ_i (coefficiente di forma della copertura) = 0,8

Carico da neve su superficie inclinata: $q_s = \dots\dots\dots 103 \text{ daN/mq}$

Carico da neve su superficie piana: $q_s = \dots\dots\dots 129 \text{ daN/mq}$

3.3. SOLAIO/BALLATOIO 1° IMPALCATO: solaio/ballatoio terrazzo lastrico solare

• **Peso proprio:**

- soletta : 0,05 * 2500 Kg/mc	125 Kg/mq
- travetti : 0,08 * 0,18 * 2500 /0.33	109 "
- pignatte : 0,76* 0.18 * 450 Kg/mc	61 "

Totale	295 Kg/mq

• **Sovraccarico Permanente:**

- Massetto alleggerito : 0,05 * 800 Kg/mc	40 "
- Intonaco (Spess. cm. 1,5)	30 "
- Pavimento:	70 "
- Pannelli fotovoltaici	25 "
- Controsoffitto	25 "

Totale	190 Kg/mq

• **Sovraccarico Accidentale:**

• **Carico neve:** **400 "**

129 "

Sommano **1014 Kg/mq**

3.4. Copertura pensilina ingresso 1° IMPALCATO:

• **Peso proprio:**

- soletta : 0,05 * 2500 Kg/mc	125 Kg/mq
- travetti : 0,08 * 0,18 * 2500 /0.33	109 "
- pignatte : 0,87* 0.18 * 450 Kg/mc	61 "

Totale	295 Kg/mq

• **Sovraccarico Permanente:**

- Massetto alleggerito : 0,05 * 800 Kg/mc	40 "
- Intonaco (Spess. cm. 1,5)	30 "
- Rivestimento	40 "

Totale	110 Kg/mq

• **Sovraccarico Accidentale:**

• **Carico neve:** **100 "**

129 "

Sommano **634 Kg/mq**

3.5. *Copertura bussola ingresso 1° IMPALCATO:*

• **Peso proprio:**

- Pannello	15 Kg/mq

Totale	15 Kg/mq

• **Sovraccarico Permanente:**

- Rivestimento	10 "

Totale	10 Kg/mq

• **Sovraccarico Accidentale:**

	50 "

Sommano	75 Kg/mq

3.6. *Copertura bussola ingresso 1° IMPALCATO:*

• **Peso proprio:**

- Supporti	15 Kg/mq

Totale	15 Kg/mq

• **Sovraccarico Permanente:**

- Pannello	15 "

Totale	15 Kg/mq

• **Sovraccarico Accidentale:**

	50 "

Sommano	80 Kg/mq

3.7. *Carico su piastra di base bussola:*

• **Peso proprio piastra:**

- soletta : 0,25 * 2500 Kg/mc.....	625 Kg/mq
------------------------------------	-----------

• **Sovraccarico Permanente:**

- Massetto + pavimentazione.....	160 Kg/mq
----------------------------------	-----------

• <u>Sovraccarico Accidentale:</u>	600 Kg/mq
---	-----------

Sommano	1385 Kg/mq
---------	-------------------

TAMPONAMENTO in cartongesso da realizzare

- Peso proprio: doppio pannello =	30 Kg/mq
- Rifinitura interno:	10 "
- Rifinitura esterna:	10 "

	Sommano	50 Kg/mq
TAMPONAMENTO in forati a doppia camera		
- Peso proprio: (2*0.08*1100 Kg/mc) =		176 Kg/mq
- Intonaco interno a gesso:		20 "
- Intonaco esterno:		30 "
- Intonaco plastico esterno:		10 "

	Sommano	250 Kg/mq

4. GERARCHIA DELLE RESISTENZE

4.1. *Travi di Fondazione – Sollecitazioni di calcolo- P.To 7.2.5 DM 17-01-18*

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico, quindi non sono richieste delle armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Il dimensionamento viene effettuato conducendo un'analisi della struttura in elevazione con un fattore di struttura q pari a 1, come previsto dal punto 7.2.5 del NTC 2018.

4.2. *Travi -Sollecitazioni di calcolo- P.To 7.4.4.1.1.*

I momenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico viste in precedenza.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{ed} si ottengono sommando al contributo ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernernata agli estremi, le sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave, e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari ad 1,00 per strutture in CD "B".

4.3. *Pilastri -Sollecitazioni di calcolo – P.To 7.4.4.2.1.*

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

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

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

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

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

5. VERIFICA TRAMEZZI

Allo stato di fatto l’immobile è privo di tramezzature che devono essere realizzate ex novo. Al fine di effettuare tale verifica, così come previsto dall’NTC 2018 al p.to 7.2.3., si ipotizza il seguente modello di calcolo: **PIASTRA INCERNIERATA AI BORDI**.

Le dimensioni della piastra sono di 1.00x2.70 mt. e si considera applicato il carico orizzontale di 100 kg/ml alla quota di m 1.20 da terra come previsto dalla suddetta Circolare.

Il tramezzo risulta formato da mattoni in laterizio forato di cm 8x25x25, da malta che lega i mattoni e da uno strato di intonaco su entrambe le facce del tramezzo dello spessore di cm 1.5, il tutto per uno spessore di cm 11.

Dalle caratteristiche costruttive della tramezzatura si trae che le caratteristiche da assegnare alla piastra sono:

E = modulo di elasticità normale

f_k = resistenza caratteristica a compressione

G = modulo di elasticità tangenziale

$$E = 1000 \times 60 = 60000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \text{ avendo assunto } f_k = 60 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$G = 0.4 \times E = 0.4 \times 60000 = 24000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \Rightarrow \nu = \frac{E - 2 \cdot G}{2 \cdot G} = 0.25 \text{ (Coefficiente di poisson)}$$

Spessore delle piastra cm 10

Gli effetti dell’azione sismica sugli elementi costruttivi senza strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a)}{q_a}$$

Dove:

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell’elemento non strutturale direzione più sfavorevole

W_a è il peso dell’elemento

S_a è l’accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto alla gravità

q_a è il fattore di struttura

Sa viene determinata secondo la seguente relazione:

$$S_a = \alpha \cdot S \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

Caratteristiche meccaniche del pannello

Modulo di elasticità	E _s =	60000	[daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione	f _{y,k} =	60	[daN/cm ²]
	f _{y,d} =	46,2	[daN/cm ²]
Modulo di elasticità Tangenziale	G=	24000	[daN/cm ²]
Peso specifico	g=	1100	[daN/m ³]

Caratteristiche del pannello di tramezzatura

Altezza pannello	h=	350	[cm]
Spessore	s=	10	[cm]
Modulo di resistenza	W=	66,7	[cm ³]
Area di calcolo	A =	1000	[cm ²]
Altezza del pannello dal piano di fondazione	z _p =	0	[cm]
Altezza dell'edificio	H=	398	[cm]
Periodo fondamentale di vibrazione-Struttura	T ₁	0,211	[s]
Periodo fondamentale di vibrazione-Pannello	T _a	0,545	[s]
categoria suolo	B		
coeff. Ampl. Stratigrafica (punto 3.2.3.2.1 teb.3.2.V)	S _s	1,2	
coeff. Ampl. Topografica(punto 3.2.3.2.1 teb.3.2.VI)	S _t	1	
Coeff. Che tiene conto della cat. di sottosuolo (punto 3.2.3.2.1)	S=S _t *S _s	1,2	
Quota del baricentro dell'elemento	Z	145	[cm]
Fattore di struttura pannello	q _a	2	
Accelerazione del terreno	α=a _g /g	0,24	
	S _a	0,0192	
Peso Pannello	W _a =g*h*s	385	[daN]
Forza orizzontale	F _a	3,70	[daN]

Caratteristiche della sollecitazione

Si schematizza il pannello come un trave appoggiata appoggiata con un carico concentrato applicato in mezzeria

N=W _a /2=	192,5	[daN]
M=(F _a x h)/4=	323,81	[daN*cm]

$T=Fa/2=$

1,85 [daN]

Verifica a pressoflessione del pannello

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

5,05 daN/cm²

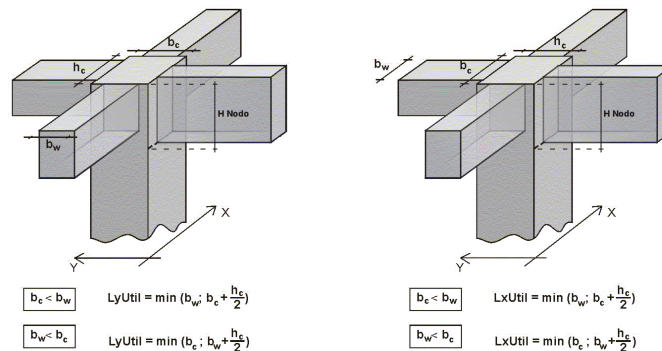
<

46,15daN/cm²

Verificato

6. VERIFICA NODI

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa delle verifiche dei nodi trave-pilastro in calcestruzzo armato non confinati.



- Filo N.ro** : Numero del filo fisso del pilastro a cui appartiene il nodo
- Quota (m)** : Quota in metri del nodo verificato
- Nodo3d N.ro** : Numerazione spaziale del nodo verificato
- Posiz.** : Posizione del pilastro rispetto al nodo; **SUP** indica che il nodo verificato e' l'estremo inferiore di un pilastro; **INF** indica che il nodo verificato e l'estremo superiore del pilastro
- Pilastro** : Numero di archivio della sezione del pilastro a cui appartiene il nodo
- Sez.** : Numero di archivio della sezione del pilastro a cui appartiene il nodo
- Rotaz** : Rotazione di input del pilastro a cui appartiene il nodo
- HNodo** : Altezza del nodo in calcestruzzo su cui sono state effettuate le verifiche calcolata in funzione dell'intersezione tra il pilastro e le travi convergenti
- Rck** : Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
- fy** : Resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio delle armature
- LyUtil = \bar{b}** : Larghezza utile del nodo lungo la direzione Y locale del pilastro
- nst * A st** : Area complessiva dei bracci in direzione X locale del pilastro
- LxUtil = \bar{b}** : Larghezza utile del nodo lungo la direzione X locale del pilastro

VERIFICHE NODI CLS NON CONFINATI																				
IDENTIFICATIVO			GEOMETRIA PILASTRO				MATERIALE		DIREZ.X locale			DIREZ.Y locale			$(n_{st} \times A_{st}) \div (i \times b')$		0,05x(fck /fyk)	status dir x	status dir y	
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo 3D N.ro	Pos. Pil.	Sez. N.ro	Rot. Grad.	H nodo (cm)	fck (Kg/cm ²)	fyk (Kg/cm ²)	LyUtil b' (cm)	Nst	Ast (cm)	LxUtil b' (cm)	Nst	Ast (cm)	Dir x	Dir y				
1	0	1	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
2	0	2	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
14	0	3	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
15	0	4	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
4	0	5	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
5	0	6	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
17	0	7	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
18	0	8	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
6	0	9	SUP.	1	0	80	250	4500	40	4	0,79	55	4	0,79	0,0065	0,0048	0,0028	ver	ver	
7	0	10	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
36	0	11	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79			0,79	0,0033		0,0028	ver	----	
19	0	12	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
20	0	13	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
8	0	14	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
9	0	15	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	4	0,79	0,0048	0,0065	0,0028	ver	ver	
27	0	16	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79			0,79	0,0033		0,0028	ver	----	
16	0	17	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
3	0	18	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
21	0	19	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
22	0	20	SUP.	7	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
10	0	21	SUP.	10	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
11	0	22	SUP.	10	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
23	0	23	SUP.	10	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
24	0	24	SUP.	10	0	80	250	4500	55	4	0,79	40	2	0,79	0,0048	0,0033	0,0028	ver	ver	
12	0	25	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
13	0	26	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
25	0	27	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
26	0	28	SUP.	1	0	80	250	4500	40	2	0,79	55	4	0,79	0,0033	0,0048	0,0028	ver	ver	
37	0	29	SUP.	4	0	80	250	4500	55	4	0,79			0,79	0,0048		0,0028	ver	----	
38	0	30	SUP.	4	0	80	250	4500	55	4	0,79			0,79	0,0048		0,0028	ver	----	
1	3,98	35	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
2	3,98	36	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
3	3,98	37	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
4	3,98	38	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
5	3,98	39	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
6	3,98	40	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
7	3,98	41	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
8	3,98	42	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
9	3,98	43	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
10	3,98	44	INF.	10	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
11	3,98	45	INF.	10	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
12	3,98	46	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
13	3,98	47	INF.	1	0	60	250	4500	40	2	0,79	45	2	0,79	0,0033	0,0029	0,0028	ver	ver	
14	3,98	48	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
15	3,98	49	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
16	3,98	50	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
17	3,98	51	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
18	3,98	52	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
19	3,98	53	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
20	3,98	54	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
21	3,98	55	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
22	3,98	56	INF.	7	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
23	3,98	57	INF.	10	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
24	3,98	58	INF.	10	0	60	250	4500	45	2	0,79	30	2	0,79	0,0029	0,0044	0,0028	ver	ver	
25	3,98	59	INF.	1	0	60	250	4500	40	2	0,79	45	2	0,79	0,0033	0,0029	0,0028	ver	ver	
26	3,98	60	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
27	3,98	61	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
36	3,98	62	INF.	1	0	60	250	4500	30	2	0,79	45	2	0,79	0,0044	0,0029	0,0028	ver	ver	
37	3,98	63	INF.	4	0	23	250	4500	55	4	0,79				0,0048		0,0028	ver	----	
38	3,98	64	INF.	4	0	23	250	4500	55	4	0,79				0,0048		0,0028	ver	----	

6.1. VERIFICA NODI NON CONFINANTI (P.TO 7.4.6.2.3)

La verifica di resistenza del nodo si assume automaticamente soddisfatta per i nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, identificati nella tabella precedente, appartenenti a struttura di CD “A” e “B” le staffe orizzontali presenti lungo l’altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale A_{st} ed n_{st} sono rispettivamente l’area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale ed il numero di braccia, i è l’interasse delle staffe, \bar{b} dipende dalla seguenti condizioni:

- $b_{tr} > b_{pil}$ \bar{b} è il min (b_{tr} , $(b_{pil} + h_{pil}/2)$) h_{pil} altezza del pilastro;
- $b_{tr} < b_{pil}$ \bar{b} è il min (b_{pil} , $(b_{tr} + h_{pil}/2)$) h_{pil} altezza del pilastro;

Quindi secondo la tabella precedente:

- $n_{st} \cdot A_{st} = Af_X$ o Af_Y a seconda che consideriamo l’Area complessiva dei bracci in direzione X locale del pilastro o Y.
- $\bar{b} = L_{xUtil}$ o L_{yUtil} a seconda che consideriamo la larghezza utile del nodo lungo la direzione X o Y locale del pilastro.

La verifica verrà effettuata considerando:

Staffe	ϕ	10	[mm]
Interasse	I	12	[cm]
Area staffa singola	A_{st}	0,785	[cm ²]
	R_{ck}	300	[daN/cm ²]
	f_{ck}	250	[daN/cm ²]
	f_{yk}	4500	[daN/cm ²]
$0,05 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = \mathbf{0,0028}$			

7. RELAZIONE AI SENSI DEL CAP. 10.2 DELLE N.T.C. 2018**7.1. SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE**

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L’analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l’analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.

SOFTWARE UTILIZZATO: CDSWin versione Rel. 2024 con licenza chiave n° STS 36442

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri, 95030 Sant’Agata li Battiati (CT).

7.2. CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA’ DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l’affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allegano alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell’affidabilità dei risultati ottenuti.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell’affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell’indice di condizionamento.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

7.3. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall’analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell’ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati. Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua. Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori

ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo. *“Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.*

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.”

Sulla base di quanto riportato nel D.M. 17 gennaio 2018 e nella Circolare C.S.LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617, si è proceduto al confronto dei risultati tra quelli dell'analisi globale e quelli di calcoli semplici.

Prima di procedere al dimensionamento dei vari elementi strutturali si è proceduto ad uno studio del progetto architettonico in modo da effettuare delle scelte strutturali appropriate alle caratteristiche della struttura stessa, si è individuato in planimetria la posizione delle pilastrate, le travi di piano e l'orditura dei solai, mentre per quanto riguarda le dimensioni strutturali sono scaturite dai carichi applicati su ciascun piano.

La scelta delle posizioni delle pilastrate è stata progettata in modo da garantire una rigidezza uniforme in entrambe le direzioni, in modo che il baricentro delle rigidezze e delle masse siano molto vicini tra di loro in modo da ridurre gli effetti dovuti alla presenza eccentricità tra i due baricentri.

7.4. DIMENSIONAMENTO STRUTTURA - Impostazione della Carpenteria

Da un primo esame della pianta architettonica si può notare che essa è sostanzialmente costituita da due blocchi a forma pressoché rettangolare, con una conformazione globale ad “L”. Le prime considerazioni sull'impostazione della carpenteria nascono dalla necessità del corpo strutturale di sopportare i carichi verticali. La forma e la disposizione della tramezzatura suggeriscono la realizzazione di travi emergenti e travi a spessore.

Alcune delle travi verranno realizzate a spessore per esigenze architettoniche.

A sostegno delle travi portanti sono stati disposti pilastri con interasse massimo di 4.90 m secondo l'asse x, mentre con interasse massimo di 4.50 secondo l'asse y.

Volendo rispettare il più possibile la pianta architettonica la posizione di alcuni di essi è condizionata dalla presenza di aperture o di incroci di tramezzi.

7.5. Dimensionamento della Struttura

Il dimensionamento viene effettuato sulla base di considerazioni generali e di calcoli molto semplici. Nel valutare i carichi permanenti agenti sulla struttura si è quindi fatto riferimento a valori di larga massima, come indicato in tabella:

Carichi unitari - stima preliminare							
I valori qui riportati sono valori approssimati, ottenuti mediante una stima preliminare							
		γ_{g1}	1,3	γ_{g2}, γ_q	1,5		
		g_{1k}	g_{2k}	q_k	ψ_2	Totale	
Categ.						in assenza di sisma	in presenza di sisma
A	solaio piano tipo	4,85		4,0	0,3	12,31	6,05 kN/m ²
	solaio tipo, incid. tramezzi		0,0			0,00	0,00 kN/m ²
C2	sbalzi piano tipo	4,85		4,0	0,6	12,31	7,25 kN/m ²
	tamponature	2,50				3,25	2,50 kN/m
	p.p. trave 30x60	4,50				5,85	4,50 kN/m
	p.p. trave 50x23	2,88				3,74	2,88 kN/m

Si è scelto di progettare la struttura in **classe di duttilità media**, per la presenza di travi a spessore.

DIMENSIONAMENTO SOLAI

Per quanto riguarda i solai dei vari impalcati la scelta della loro altezza è stata condotta attraverso una formulazione empirica di seguito riportata.

Per solai in latero-cemento normale: $h = \frac{L}{25}$

infatti in funzione del solaio con luce di calcolo maggiore si è determinata l'altezza h della sezione.

solaio in latero-cemento normale: $L_{max} = 525 \text{ cm}$ $H = 21 \text{ cm}$

Questo dimensionamento è stato utile per procedere alla determinazione dei pesi propri.

Successivamente si è proceduto alla verifica della scelta progettuale attraverso l'uso di un software di calcolo. Con il quale si sono effettuate sia le verifiche di resistenza agli SLU ma anche quelle di deformazione agli SLE.

Da ciò si è scelto di utilizzare solai di 23 cm per tutti i tipi di solaio della struttura.

Analoghi risultati sono stati condotti per gli altri elementi strutturali, in modo da poter effettuare successivamente il calcolo globale.

TRAVI SPESSORE

Lo schema di carpenteria prevede travi a spessore, che per motivi architettonici si è scelto di realizzarle con una sezione di 40x23 cm e 50x23 cm.

Il valore della luce considerato è di 3.50 m.

Travi a spessore 50x23 cm					
Carichi verticali					
Stima dei momenti flettenti nelle travi per effetto dei carichi verticali					
	sviluppo	g1k	g2k+qk		
solaio	3,5	17,0	14,0		
p.p. trave		2,88			
Totale		19,9	14,0	gd+qd	46,805 kN/m
stima M	q	21,8		stima h	r' 0,02
	l	3,5			d 0,21
	q l2 / 10	26,7	kNm		
	M assunto	33	kNm		
Con sisma					
Incremento (percentuale) dei momenti flettenti nelle travi per tener conto del sisma					
incremento per sisma		2		stima h	r' 0,02
	M assunto	66,86969	kNm		d 0,30
incremento per sisma		2,5		stima h	r' 0,02
	M assunto	83,58711	kNm		d 0,33
incremento per sisma		3		stima h	r' 0,02
	M assunto	100,3045	kNm		d 0,37

TRAVI EMERGENTI

Le travi emergenti perimetrali hanno una sezione 30x60, così come le travi emergenti interne alla struttura. Il valore massimo della luce è di 6.40 m (vedi telaio 18 Q. 3.98 - trave 27-36).

Travi emergenti 30x60 cm					
Carichi verticali					
Stima dei momenti flettenti nelle travi per effetto dei carichi verticali					
	sviluppo	g1k	g2k+qk		
solaio	5,0	24,0	19,8		
p.p. trave		4,50			
Totale		28,5	19,8	gd+qd	66,75975 kN/m

stima M	q	31,4		stima h	r'	0,02
	l	6,4			d	0,46
	q l2 / 10	128,4	kNm			
	M assunto	161	kNm			
Con sisma						
Incremento (percentuale) dei momenti flettenti nelle travi per tener conto del sisma						
incremento per sisma	2			stima h	r'	0,02
M assunto	321,1085	kNm			d	0,65
incremento per sisma	2,5			stima h	r'	0,02
M assunto	401,3856	kNm			d	0,73
incremento per sisma	3			stima h	r'	0,02
M assunto	481,6627	kNm			d	0,80

PILASTRI

Il dimensionamento dei pilastri consiste nel ricavare l'area necessaria A_{nec} cui essi sono soggetti.

È in genere sufficiente riferirsi direttamente alle condizioni sismiche, valutando una tensione media nel calcestruzzo opportunamente ridotta rispetto al valore di calcolo.

I pilastri sono disposti in pianta con notevole regolarità. In una valutazione di massima del carico verticali su essi agente si possono individuare quattro categorie più sollecitate.

Pilastro **1** (angolo); Pilastro **27** (sbalzo), Pilastro **9** (perimetrale interno), pilastro **11** (interno)

Pilastri				tensione di progetto			
Stima dello sforzo normale nei pilastri e delle aree necessarie				senza sisma: sigma	10	MPa	
				con sisma: sigma	5	MPa	
Pilastro angolo 30x60 (1)				Pilastro sbalzo 30x60 (27)			
	sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma		sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma
solaio	3,9	48,0	23,6	solaio	4,95	60,9	29,9
sbalzi	0,5	6,2	3,6	sbalzi	2	24,6	14,5
tamponature	2,5	8,1	6,3	tamponature	2,5	8,1	6,3
p.p. trave	4,5	26,3	20,3	p.p. trave	4,5	26,3	20,3
Totale		88,6	53,7	Totale		120,0	70,9
	stima	97,45	59,09		stima	131,97	78,04
	al piede	516	325		al piede	779	484
	A nec	516	650		A nec	779	968
			kN				kN
			kN				kN
			cm2				cm2
Pilastro perimetrale interno 30x70 (9)				Pilastro interno 30x80 (11)			

	sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma		sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma		
solaio	4,65	57,2	28,1		solaio	4,8	59,1	29,0	
sbalzi	0,5	6,2	3,6		sbalzi	0,5	6,2	3,6	
tamponature	2,5	8,1	6,3		tamponature	2,5	8,1	6,3	
p.p. trave	4,5	26,3	20,3		p.p. trave	4,5	26,3	20,3	
Totale		97,8	58,3	kN	Totale		99,7	59,2	kN
	stima	107,60	64,08	kN		stima	109,63	65,08	kN
	al piede	570	352	kN		al piede	581	358	kN
	A nec	570	705	cm2		A nec	581	716	cm2

Dalle tabelle sopra si evince che l'area necessaria Anec dei 4 pilastri più sollecitati considerati non supera l'area delle sezioni dei relativi pilastri, infatti:

$A_{30 \times 60} = 1800 \text{ cm}^2$, $A_{30 \times 70} = 2100 \text{ cm}^2$, $A_{30 \times 80} = 2400 \text{ cm}^2$ **quindi verifica.**

7.6. *DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI*

Una volta effettuate le scelte progettuali, prima di procedere al calcolo attraverso l'uso del metodo agli elementi finiti e tenendo conto di tutte le vari combinazioni sismiche, si è proceduto ad effettuare dei semplici calcoli di massima per prevedere e verificare il comportamento della struttura. Il dimensionamento di massima dei vari elementi è stato condotto a carichi verticali per poter scegliere con maggior accuratezza le varie tipologie geometriche.

7.7. *Dimensionamento Travi*

Determinati i carichi agenti sulla struttura medesima si è dimensionata, in modo semplificato, una delle travi più caricate, e di questa si è ipotizzata un'armatura da poter confrontare con quella determinata nel progetto definitivo.

Consideriamo la trave 27-36 al primo impalcato, quota 3.98 mt, che ha le dimensioni di 30x60 cm. Su tale trave agiscono da ambo i lati il carico del solaio piano di copertura rispettivamente di 4.95 m di luce per lato.

Dall'analisi dei carichi svolta al cap.5:

Il carico lineare agente su di essa è: $q = q_1 + q_2 = 7049 \text{ daN/m}$

$$q_1 = [1.3 \cdot (295 + 190) + 1.5 \cdot (400 + 129)] \cdot [4.95 / 2] = 3524.4 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = [1.3 \cdot (295 + 190) + 1.5 \cdot (400 + 129)] \cdot [4.95 / 2] = 3524.4 \text{ daN/m}$$

Il momento agente sulla trave, determinato dal carico distribuito q , è stato determinato secondo la seguente relazione: $M_d = (q \cdot l^2) / 12 = 24060 \text{ daN m}$

Noto il valore del momento si è proceduto al progetto dell'armatura e alla determinazione del momento resistente della sezione.

$$M_{Rd} = \frac{b \cdot d^2}{r^{1,2}} = [0.30 \cdot (0.56 - 0.03)^2] / 0.016^2 = 329.18 = \mathbf{32918 \text{ daN m}} \quad M_d < M_{rd} \text{ Verificato}$$

Si determina l'armatura attraverso la formula inversa

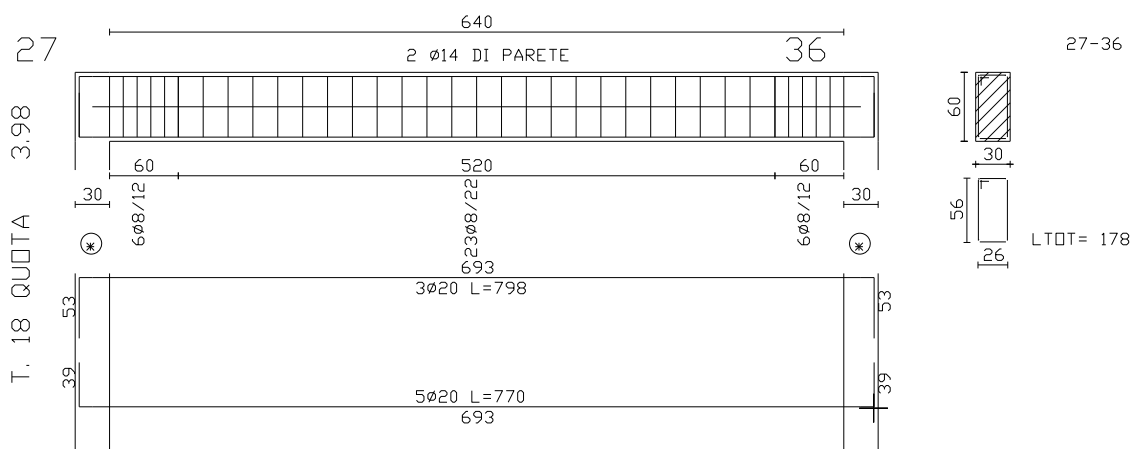
$$A_s = M / (z \cdot f \cdot y_d) = 240.60 / (0.9 \cdot 0.57 \cdot 391.3) \cdot 10 = 11.98 \text{ cm}^2$$

si prevedono, come armatura tesa, l'inserimento di 5φ20. Considerando che 1φ20 = 3,14cm², 5φ20 = 15.7 cm², l'armatura prevista è sufficiente. Valutando la distanza di interferro si ha:

$$i = [30 - 4 \cdot (0,8 \times 2) - (3.14 \times 5)] / 4 = 2,175 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

La trave così dimensionata risulta idonea per i carichi a cui essa risulta soggetta.

Infatti confrontandola con l'armatura effettivamente disposta si nota che questa risulta paragonabile.



7.8. PRESENTAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI

Una sintesi del comportamento della struttura è consegnata nelle tabelle di sintesi dei risultati, riportate in appresso, e nelle rappresentazioni grafiche allegate in coda alla presente relazione in cui sono rappresentate le principali grandezze (deformate, sollecitazioni, etc..) per le parti più sollecitate della struttura in esame.

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (3) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	100
Y	100
Z	NON SELEZIONATA

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLO	NON CALCOLATO
SLD	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
<i>Travi c.a. Fondazione</i>	0 su 45	VERIFICATO
<i>Travi c.a. Elevazione</i>	0 su 49	VERIFICATO
<i>Pilastrini in c.a.</i>	0 su 30	VERIFICATO
<i>Piastre in c.a.</i>	0 su 1	VERIFICATO
<i>Aste in Acciaio</i>	0 su 18	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
<i>Travi c.a. Fondazione</i>	0 su 45	VERIFICATO
<i>Travi c.a. Elevazione</i>	0 su 49	VERIFICATO
<i>Pilastrini in c.a.</i>	0 su 30	VERIFICATO
<i>Piastre in c.a.</i>	0 su 1	VERIFICATO
<i>Aste in Acciaio</i>	0 su 18	VERIFICATO

Tabellina Riassuntiva delle Verifiche delle Unioni Metalliche

	Non Verif/Totale	STATUS
Telai	0 su 8	VERIFICATO
Reticolari	0 su 0	NON PRESENTI

Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cmq)	.77	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	41.86	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	.5	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	.5	
Cedimento Residuo Massimo (cm)		

7.9. ANALISI DEL TAGLIANTE ALLA BASE DELLA STRUTTURA

Per procedere ad una verifica di massima, anche se dopo si è scelto di eseguire un'analisi modale, la struttura è stata analizzata dapprima attraverso l'analisi statica lineare in modo da poter definire con maggiore semplicità l'azione sismica agente sulla struttura stessa.

In questa fase il primo periodo fondamentale viene stimato attraverso l'espressione riportata al cap.

7.3.3.2 *Analisi lineare statica delle NTC 2008* di seguito riportato

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

nella quale il coefficiente C_1 dipende dal tipo di struttura ($C_1 = 0.085$ struttura a telaio in acciaio, $C_1 = 0.075$ per costruzioni a struttura a telaio in calcestruzzo, $C_1 = 0.050$ per tutte le altre strutture).

Nota il valore del periodo attraverso lo spettro di progetto, noto anche il fattore di struttura, si può procedere alla determinazione dell'ordinata spettrale $S_d(T_1)$ [secondo i punti 7.3.3.2; 3.2.3.5; formule (3.2.4) del punto 3.2.3.2.1], necessaria per definire il taglio complessivo alla base dell'edificio con la seguente formula

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot \lambda}{g} \cdot W$$

Dove: 1) W il peso complessivo dell'edificio; 2) λ è pari a 0.85 per le costruzioni che hanno almeno tre orizzontamenti e $T_1 < 2T_c$ e pari a 1,0 in tutti gli altri casi; 3) g rappresenta l'accelerazione di gravità.

Pertanto considerando:

$W = 437170$ kg Massa Sismica Totale
 $T_1 = 0.211$ sec
 $S_d = 0,262$ a/g [S.L.U.]

In tagliante alla base vale:

$F_h = 114538$ kg Taglio alla base

Lo stesso valore di tagliante alla base si può determinare attraverso l'analisi globale con la quale si determina il seguente valore (vedi tabella a seguire)

$F_h = 115700$ kg Taglio alla base

dal confronto si nota che i due valori sono paragonabili.

A conferma che l'analisi globale [intero modello strutturale] agli elementi finiti, condotta con l'utilizzo di un software di calcolo, dà risultati comparabili con quelli eseguiti attraverso l'analisi semplificata.

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO															
DIREZIONE X										DIREZIONE Y					
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	Tagliante Comb.(t)	Tagliante modale(t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta	Tagliante Comb.(t)	Tagliante modale(t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta
1	3,98	437,18	0,0	113,25	112,92	2,28	49505	0,0	0,012	115,70	115,70	1,79	64569	0,0	0,010

7.10. Analisi dei risultati del modello globale struttura in sopraelevazione

Il modello globale utilizzato per la progettazione dei vari elementi strutturali è stato condotto attraverso l'uso di un software agli elementi finiti conducendo un'analisi di tipo modale, ritenuta necessaria vista la configurazione della struttura.

L'analisi condotta ha portato alla determinazione di 3 modi propri della struttura:

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE													
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	33,183	0,18935	5,0		0,182	0,262	0,262			1	0,041480	0,006525	-,000539
2	38,064	0,16507	5,0		0,182	0,265	0,265			1	-0,000002	0,047828	0,000000
3	41,366	0,15189	5,0		0,182	0,266	0,266			1	0,052874	-,051239	0,004235

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.									
SISMA DIREZIONE: 0°									
Massa eccitata (t): 437.17			Massa totale (t): 437.17			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	20,741	100,00	430,20	98,41	1	78,27	0,00	-172,00	103,40
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
3	2,641	12,73	6,98	1,60	1	1,27	0,00	110,68	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.									
SISMA DIREZIONE: 0°									
Massa eccitata (t): 437.17			Massa totale (t): 437.17			Rapporto:1			

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	20,741	100,00	430,20	98,41	1	112,92	0,00	-248,16	149,28
2	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
3	2,641	12,73	6,98	1,60	1	1,86	0,00	161,83	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.D.

SISMA DIREZIONE : 90°

Massa eccitata (t): 437.17 Massa totale (t): 437.17 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	96,24
2	20,909	100,00	437,18	100,00	1	0,00	79,53	-0,03	
3	0,001	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,02	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

SISMA DIREZIONE : 90°

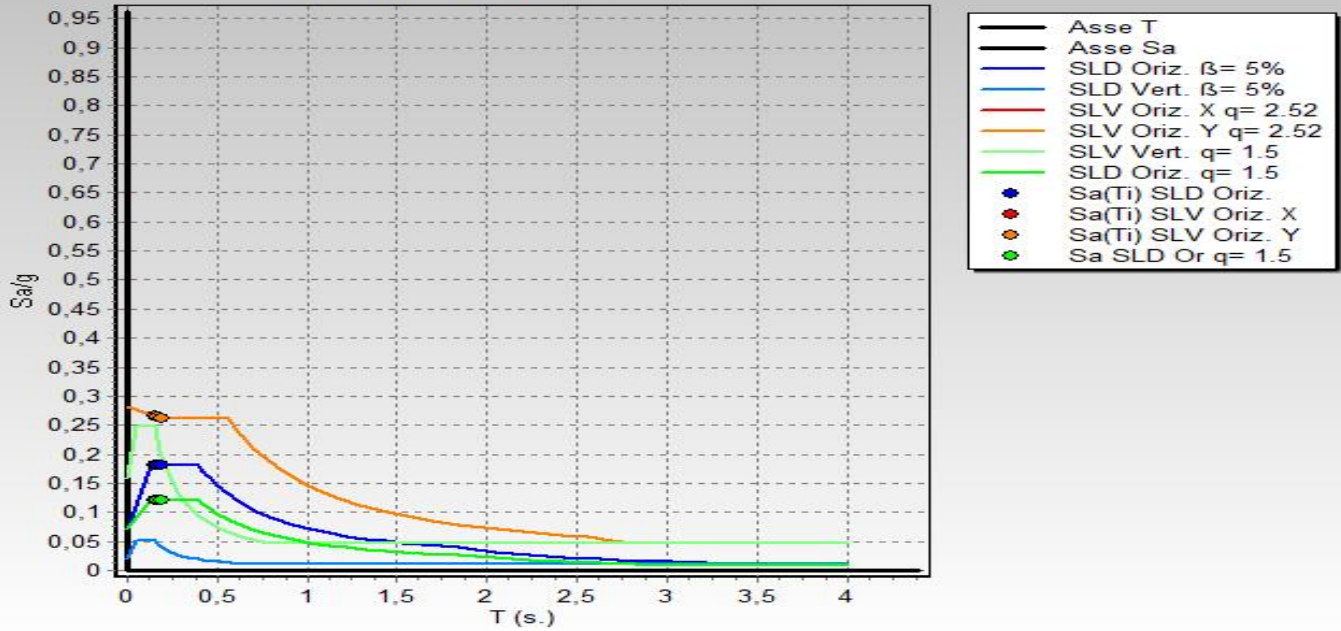
Massa eccitata (t): 437.17 Massa totale (t): 437.17 Rapporto:1

Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,000	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	140,00
2	20,909	100,00	437,18	100,00	1	0,00	115,70	-0,04	
3	0,001	0,00	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,04	

8. SPETTRI E DIAGRAMMI

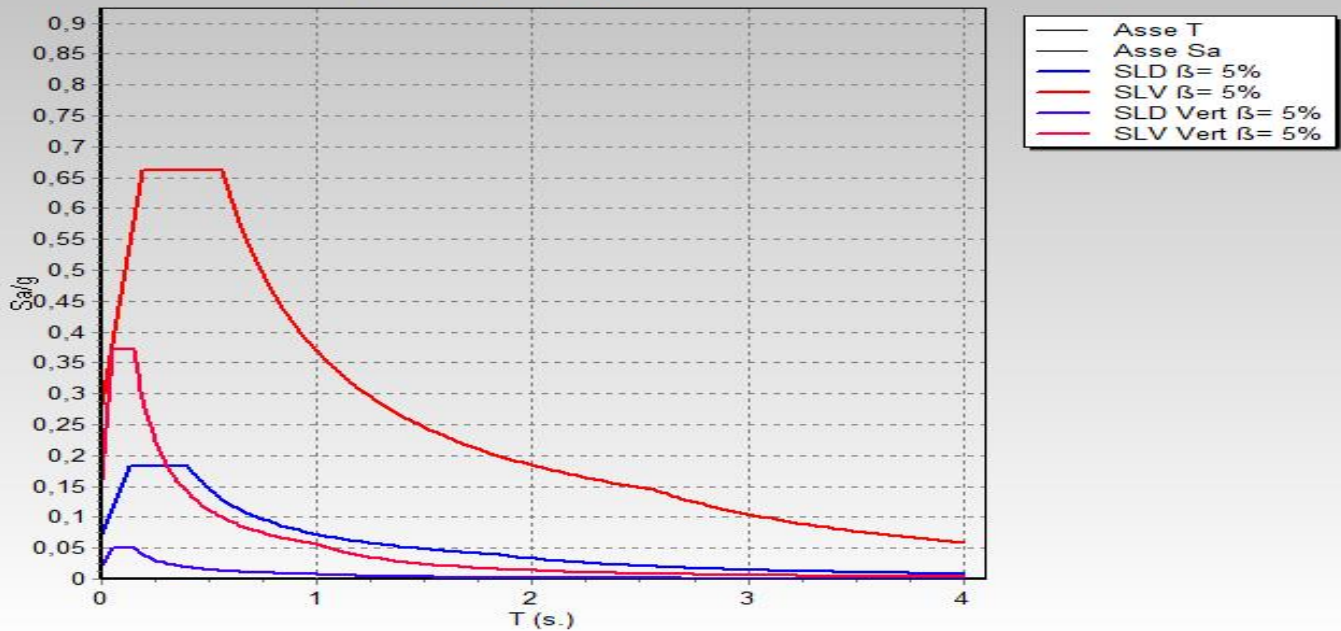
RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA

SPETTRI DI PROGETTO



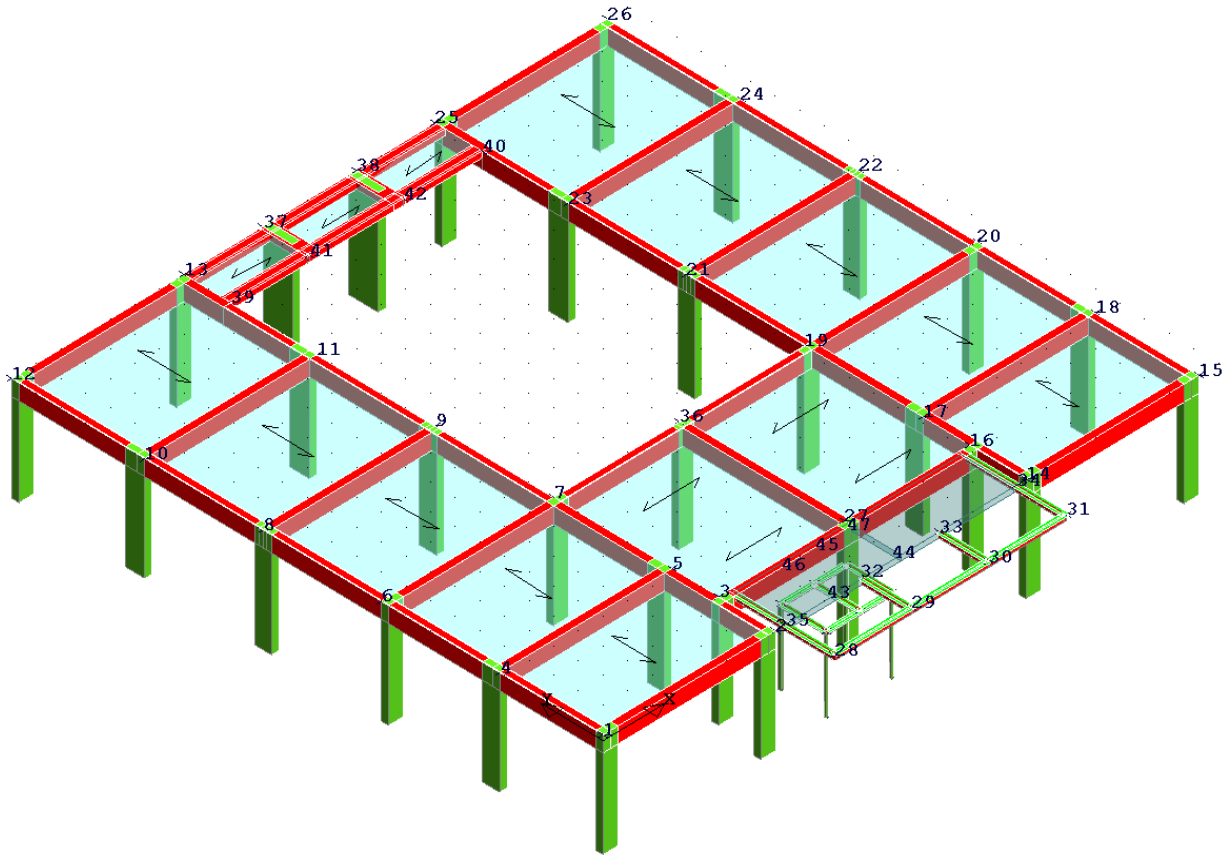
1-Spettri di progetto

SPETTRI ELASTICI

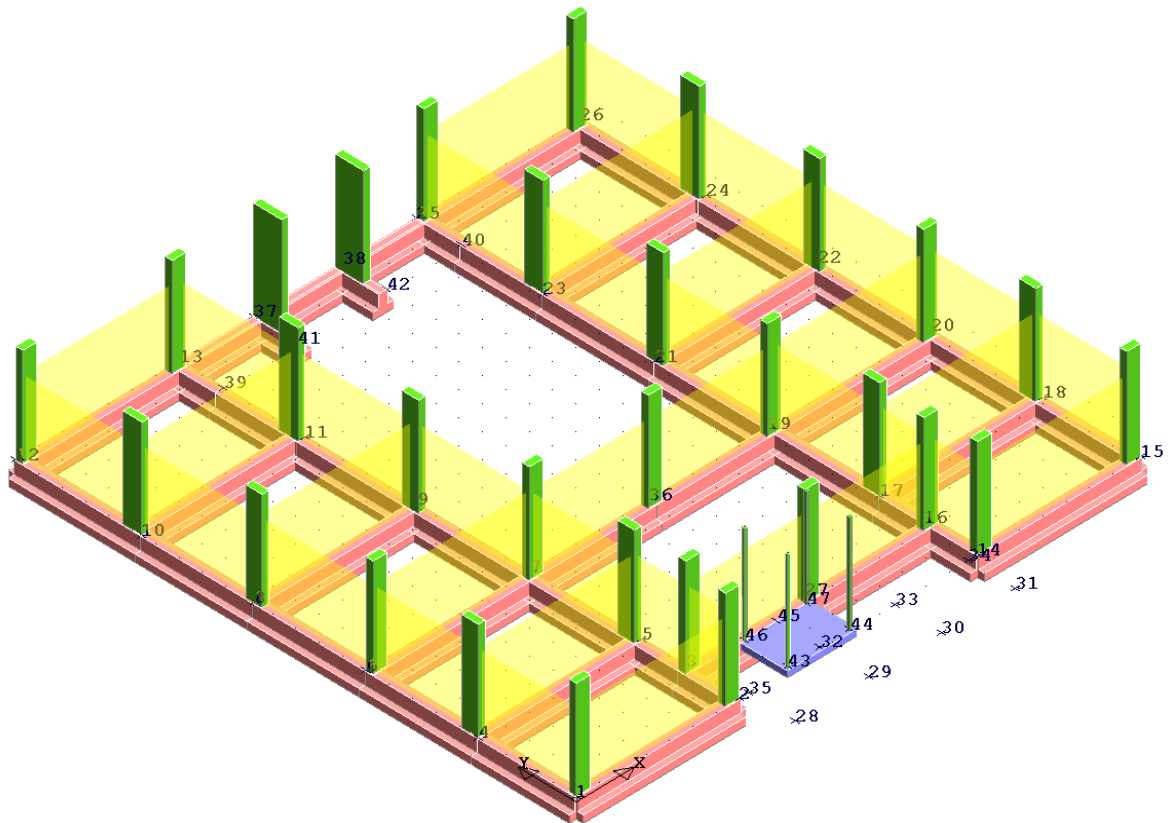


2-Spettri elastici

RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA

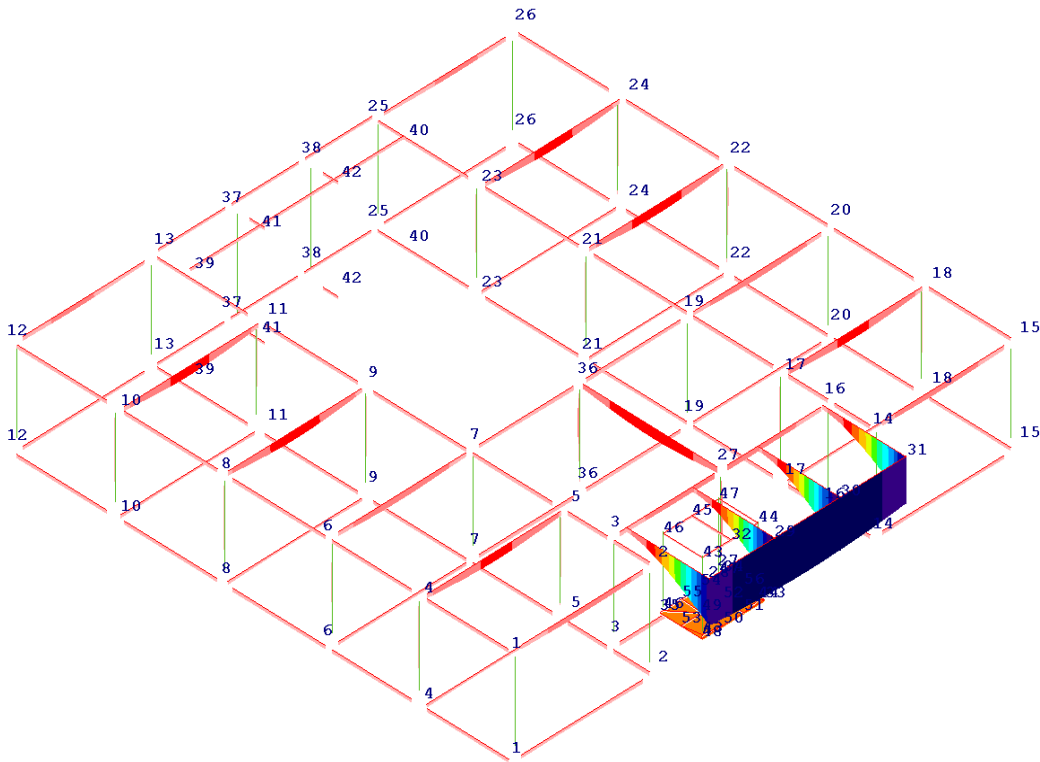


3-IMMAGINE IMPALCATO

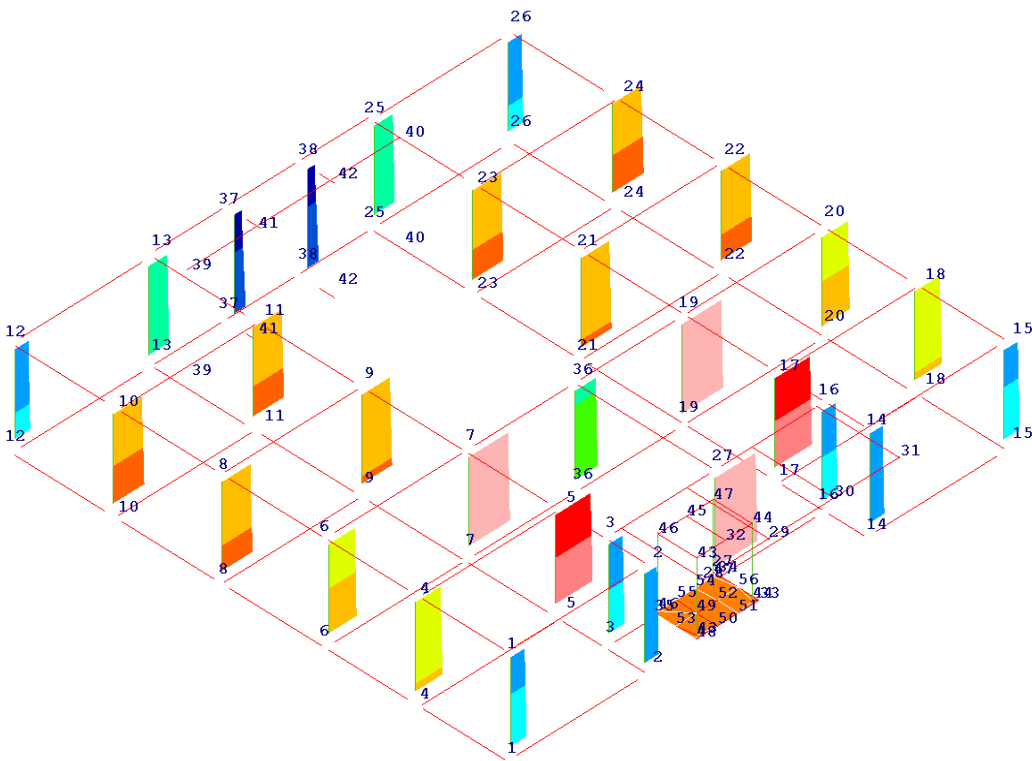
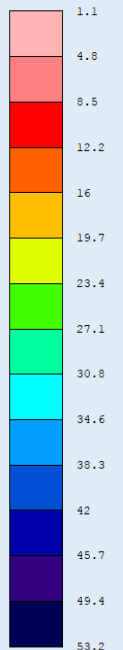


4-IMMAGINE FONDAZIONI

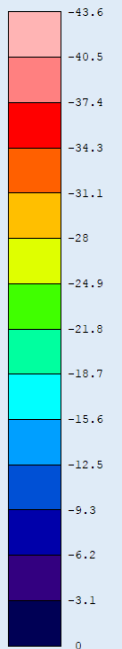
RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



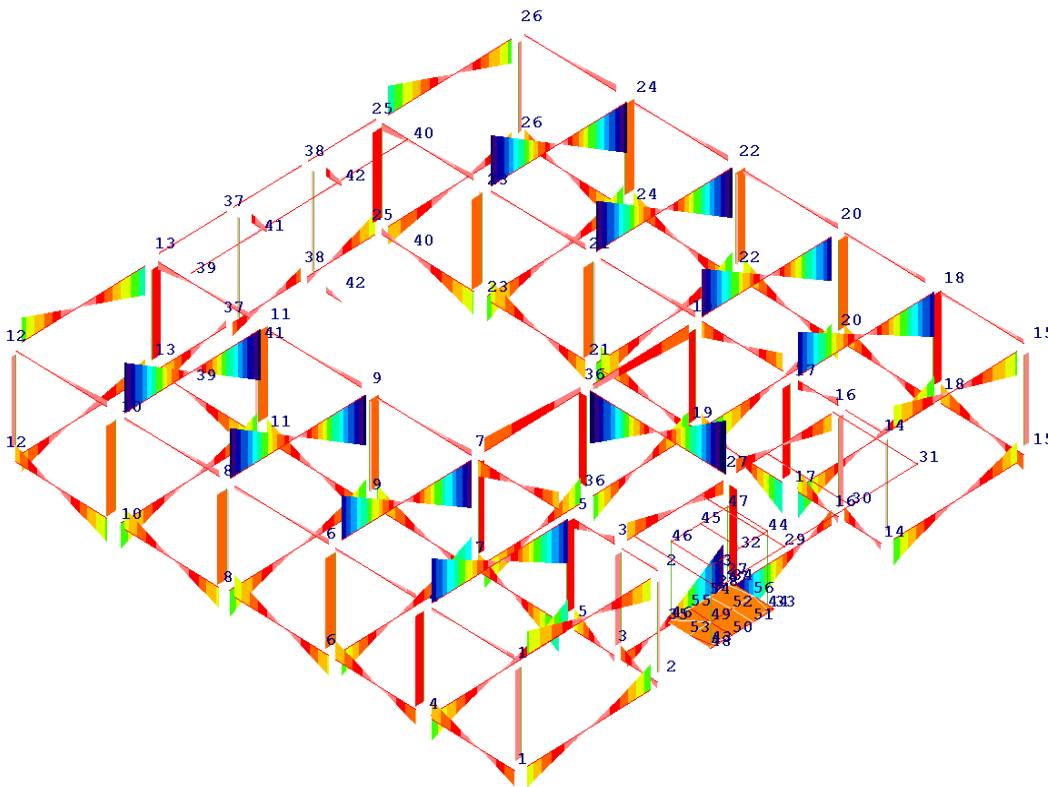
SPOSTAMENTI ASTE (mm)



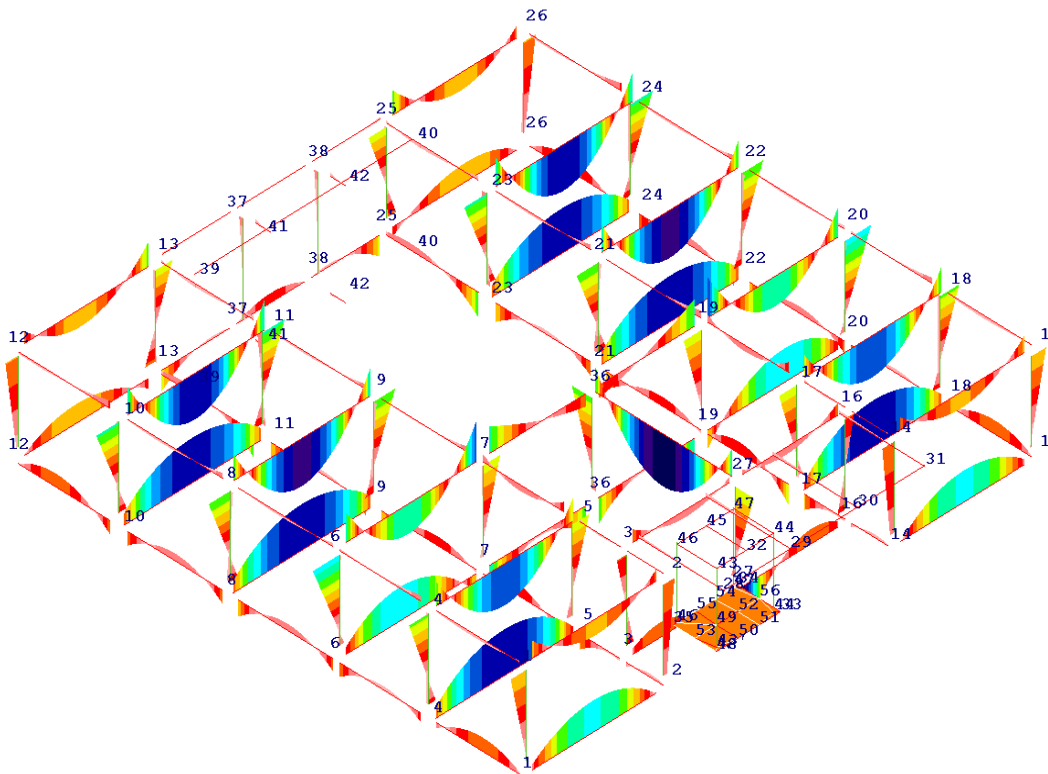
SFORZO NORMALE (t)



RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA

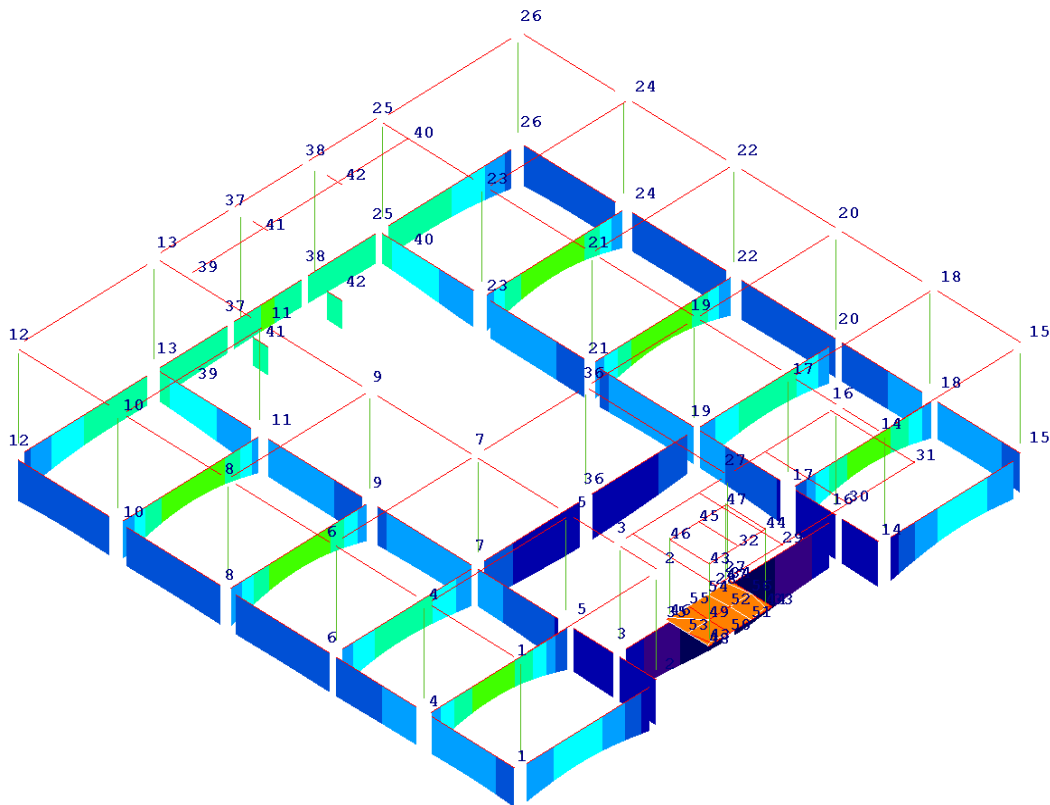


7-TAGLIO



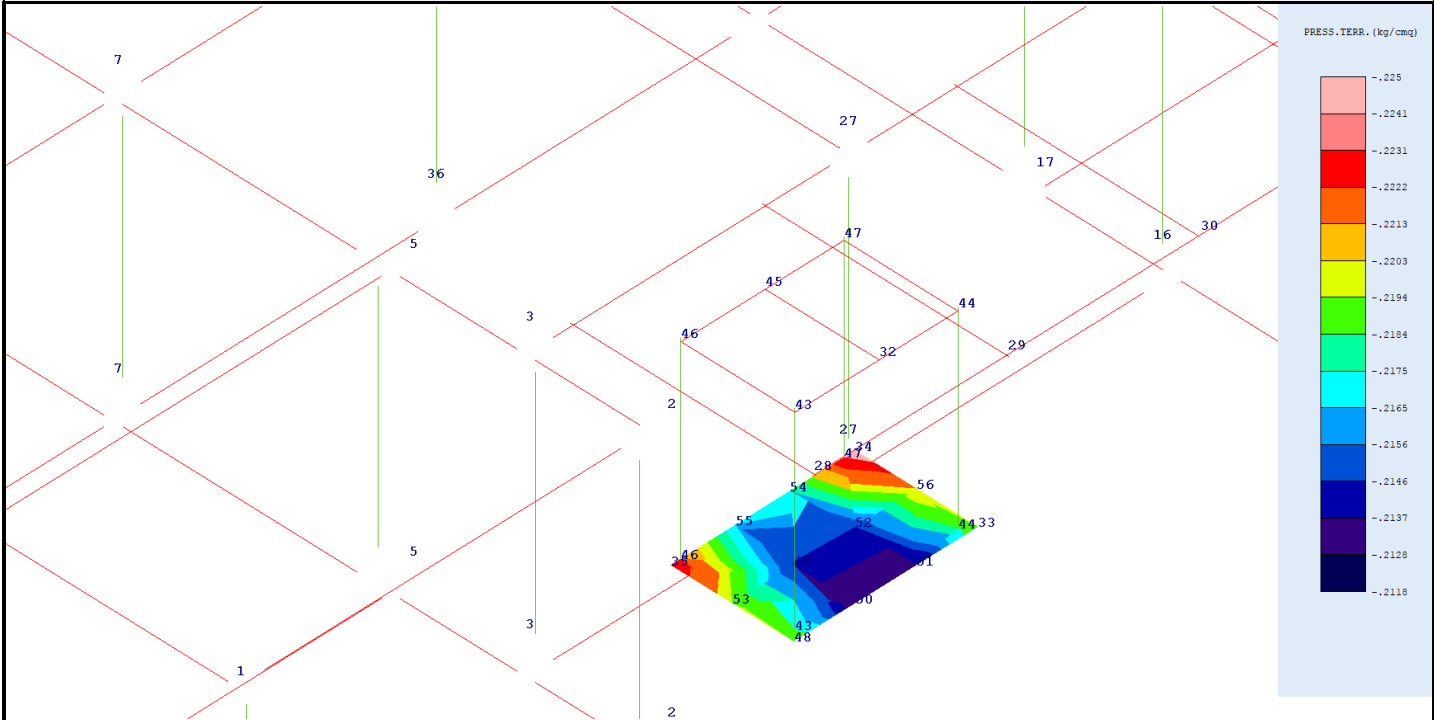
8-MOMENTO

RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



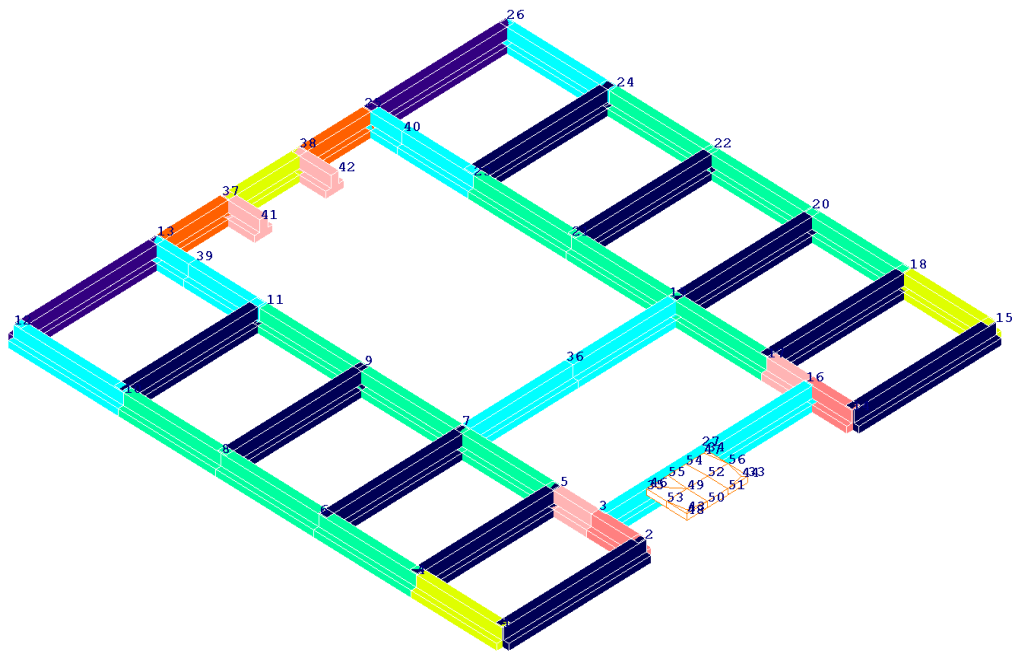
9-PRESSIONE TERRENO (KGCMQ)

RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



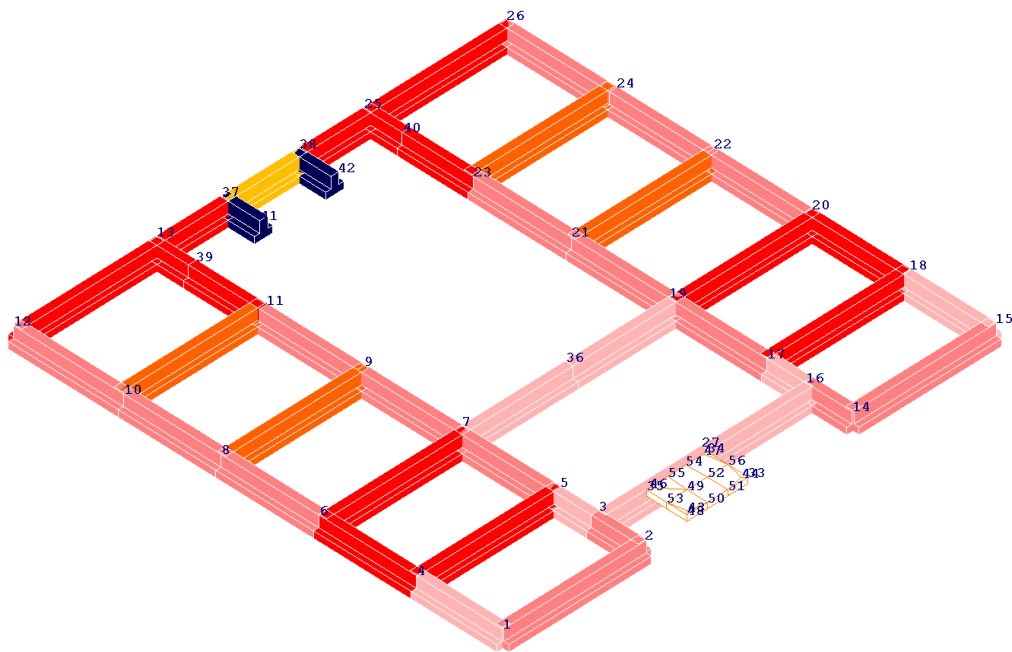
10-PRESS.TERR.-PIASTRA

RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



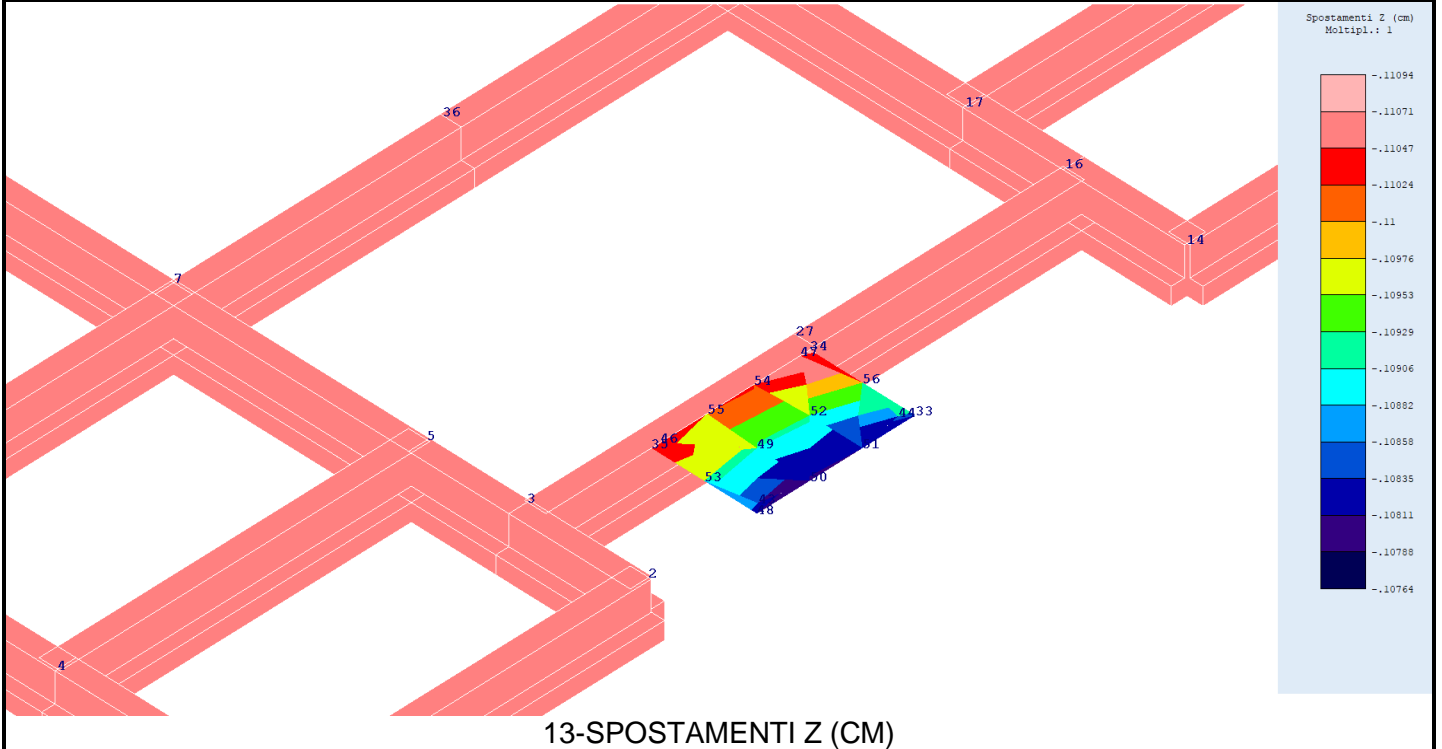
11-CARICO LIMITE DRENATE E NON DRENATE

RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA

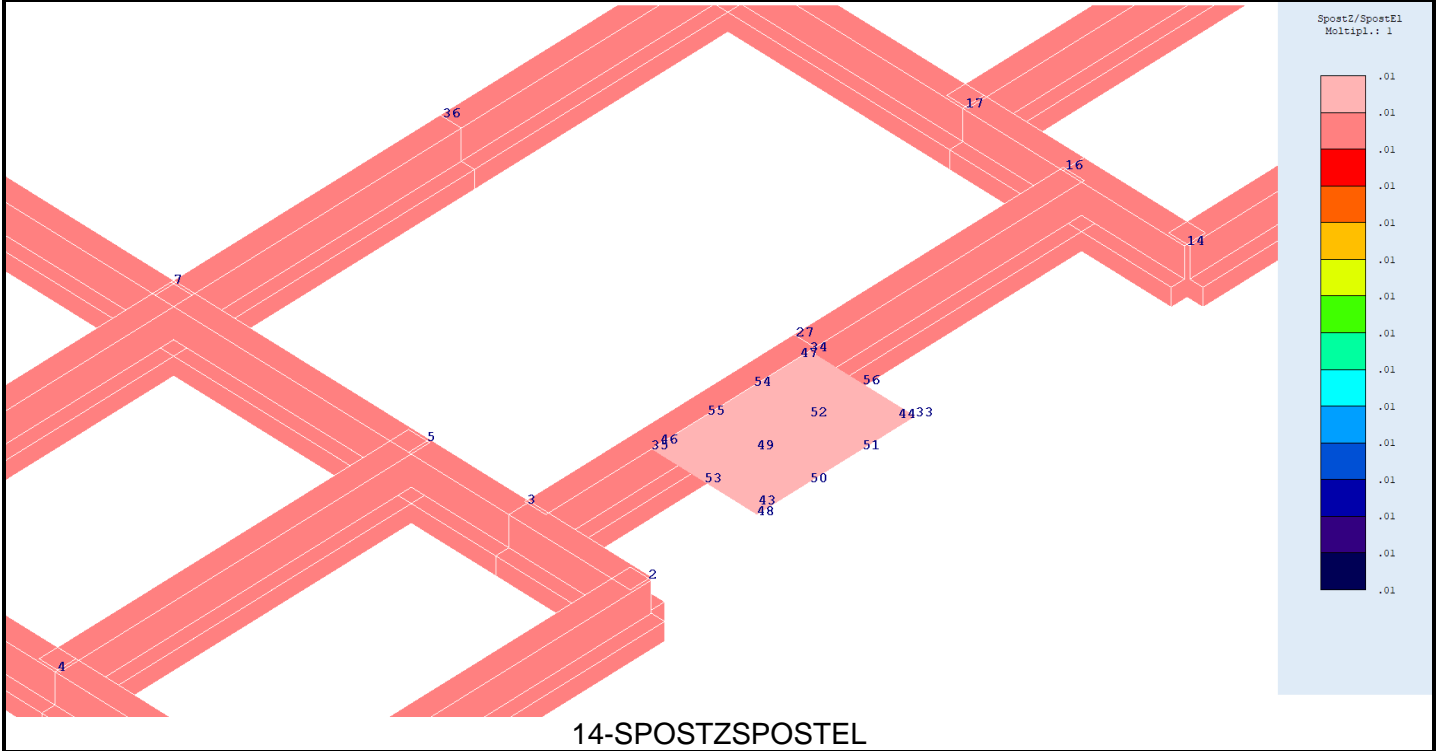


12-COEFF. DI SICUREZZA DRENATE E NON DRENATE

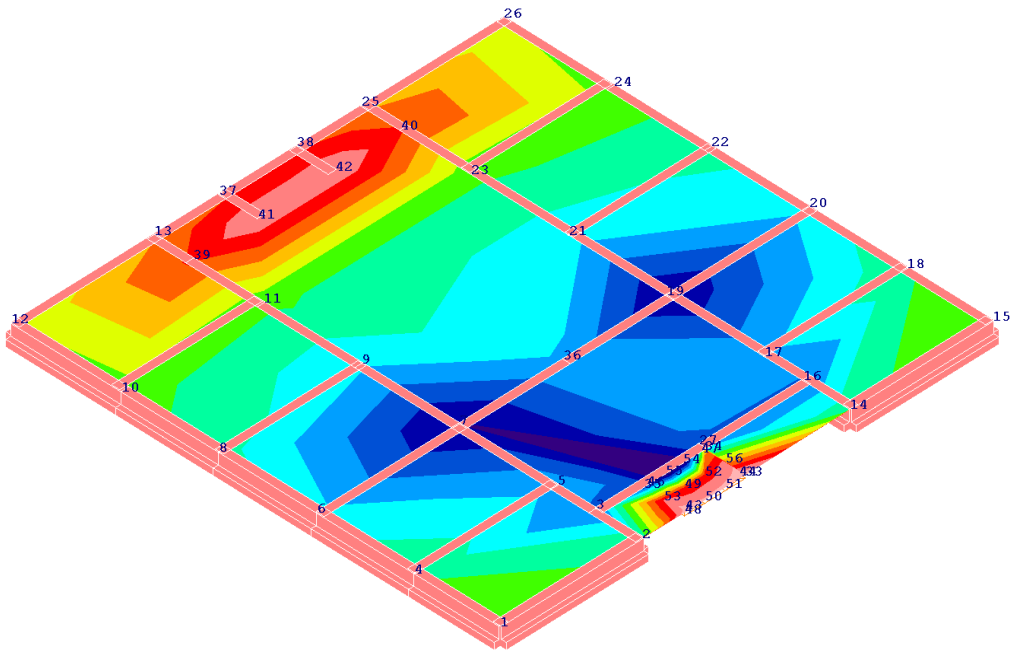
RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA

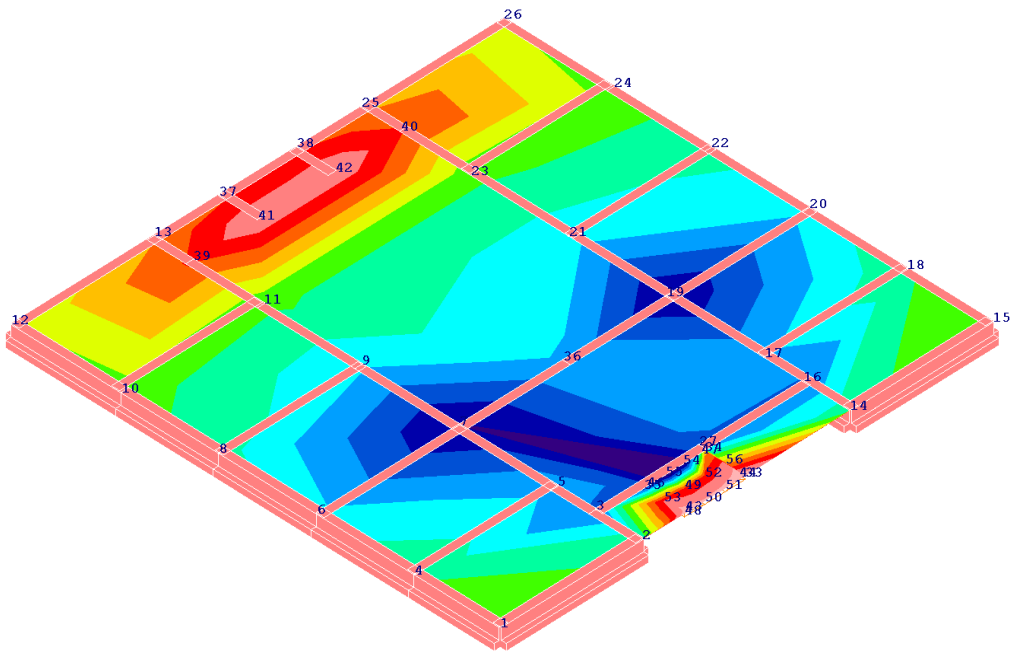


RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



15-CEDIMENTI EDOMETRICI

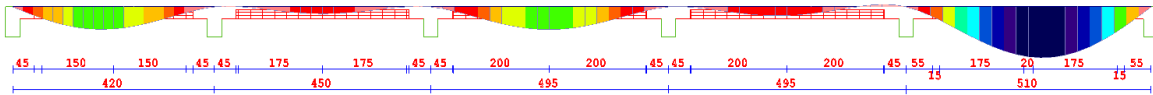
RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



16-CEDIMENTI ELASTICI

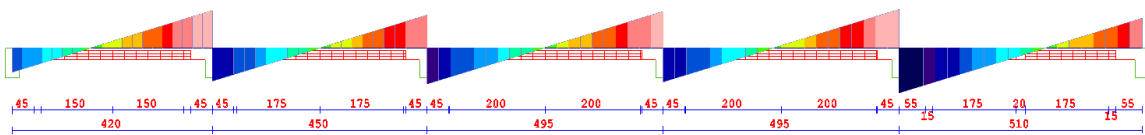
RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA

Sol.: 1 Quota: 1 Comb. 1
DEFORMAZIONI IN mm



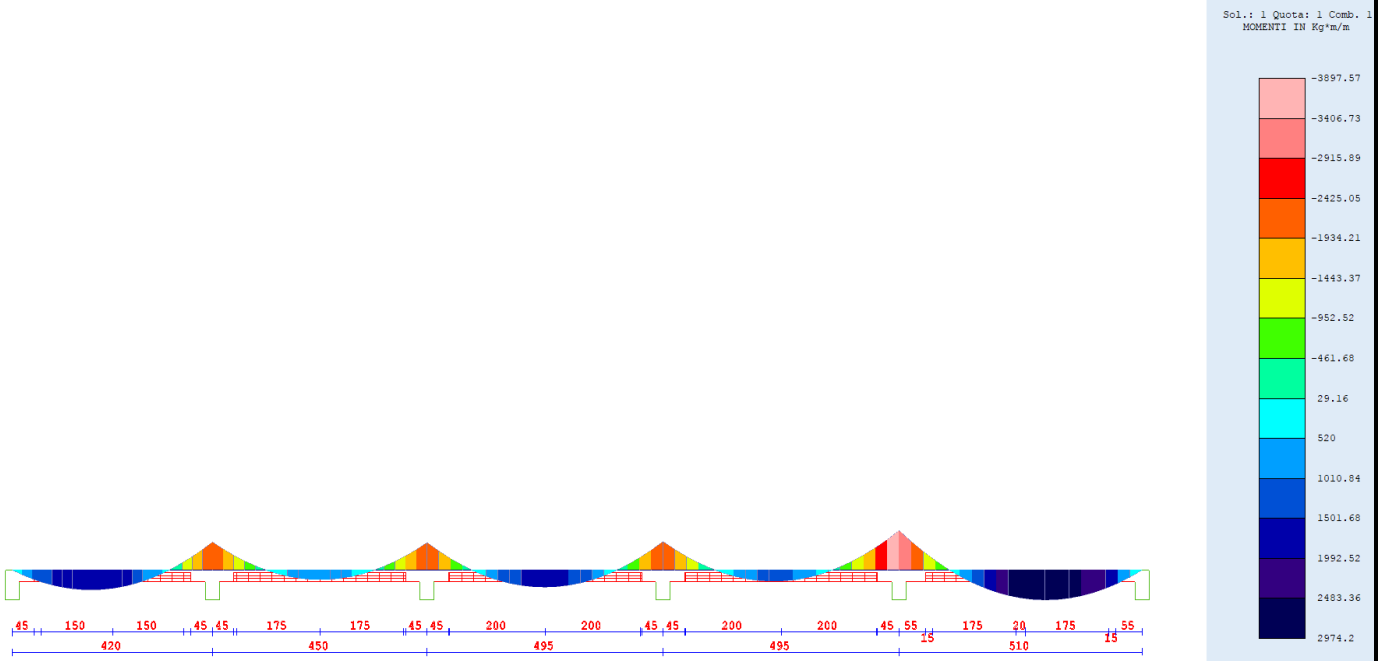
17-SOL1 Q1-DEFORMAZIONI

Sol.: 1 Quota: 1 Comb. 1
TAGLIO IN Kg/m



18-SOL1 Q1 TAGLIO

RAPPRESENTAZIONI GRAFICHE OUTPUT STRUTTURA



19-SOL1 Q1 MOMENTO