

# PROGETTO ESECUTIVO

# GENNAIO 2010



**Macerata** 62100 (Villa Potenza)  
Contrada Potenza, 11  
☎ 0733-492522 📠 0733-492188

Località : **UDINE**

Oggetto : TRE UNITÀ IMMOBILIARI ALL'INTERNO DEL  
PARCO SCIENTIFICO E TECNOLOGICO DI  
UDINE "LUIGI DANIELI"

## CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE: EDIFICIO 3

(Relazione tecnica, relazione sui materiali,  
relazione di calcolo)

Committente : FRIULI INNOVAZIONE, CENTRO DI RICERCA  
E DI TRASFERIMENTO TECNOLOGICO

TAVOLA N.

# F 1/3

REV.	DATA
0	GENNAIO 2010
1	
2	
3	
4	
5	

VERIFICATO

AC

REP./POS.

2721/ 01

RAPP.

FRIULI INNOVAZIONE - UDINE  
(Regione Friuli Venezia Giulia)

TRE UNITÀ IMMOBILIARI ALL'INTERNO DEL  
PARCO SCIENTIFICO E TECNOLOGICO DI UDINE "LUIGI DANIELI"

PROGETTO ESECUTIVO

GENNAIO 2010

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE - EDIFICIO 3

(Relazione tecnica, relazione sui materiali, relazione di calcolo)

# RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE

# **RELAZIONE TECNICA ED ILLUSTRATIVA SULLE** **STRUTTURE**

## **1) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA – EDIFICIO 3 -**

Le strutture che si trovano nel Parco Scientifico e Tecnologico “L. Danieli” di Udine destinati ad uffici e laboratori oggetto della presente relazione riguardano l’edificio 3 il quale è stato suddiviso in sei strutture sismicamente giuntate e dunque indipendenti tra loro schematizzate in Fig1.

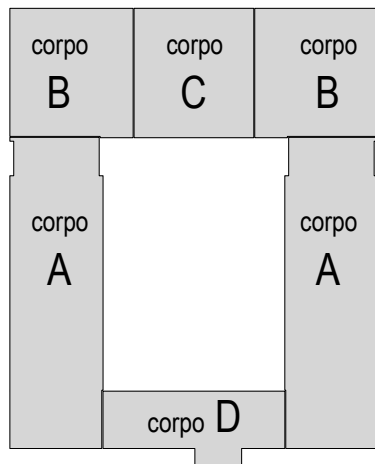


Fig1 strutture corpo 3

Il corpo C è a doppio volume adibito ad officina ed ha come struttura portante verticale sei pilastri in c.a. e travi di collegamento. Sono posizionati in maniera simmetrica in modo da avere una risposta all’azione sismica indipendente nelle due direzioni avendo fatto coincidere il centro di rigidità al centro di massa dell’impalcato di copertura. La scelta di lasciare lo spazio interno libero da ingombri quali pilastri o setti ha portato all’utilizzo di una copertura costituita da un solaio alveolare precompresso. Sono presenti quattro travi in copertura su cui viene appoggiato l’alveolare e altre quattro travi ad una quota più bassa che oltre a sostenere il muro di tamponamento esterno limitano gli spostamenti dovuti all’azione sismica.

I due corpi A, i due corpi B e il corpo C hanno una struttura in c.a. costituita da elementi sismo resistenti quali pilastri, setti e travi. Due impalcati quali il piano primo e la copertura sono in laterocemento e sono stati considerati infinitamente rigidi. Grazie ad una buona distribuzione delle rigidità in pianta e in altezza le strutture hanno un’ottima risposta all’azione sismica sia in termini di sollecitazione sia in termini di spostamenti.

La struttura fondale non sarà giuntata come per le strutture in elevazione ma sarà un'unica struttura costituita da travi rovesce dalle quali spiccano gli elementi verticali e collegate rigidamente tra loro. L'altezza delle travi è di 120cm più uno strato di circa 50cm di magrone per poter raggiungere il terreno consolidato. Il solaio del piano terra sarà un prefabbricato alveolare che appoggia direttamente sulle travi di fondazione. Questa soluzione è dettata dalla presenza dei primi strati di terreno poco consolidati che non garantiscono la stabilità di tali piani di calpestio direttamente appoggiati su di essi.

Le varie strutture sono state modellate con un codice di calcolo ad elementi finiti utilizzando elementi "frame" (trave, pilastro) ed elementi shell (setti) quindi si è proceduto ad eseguire un'analisi numerica di tipo dinamico modale al fine di determinare le sollecitazioni sotto l'azione sismica di normativa. Successivamente sono state determinate le sollecitazioni di inviluppo sia dei carichi verticali che delle azioni sismiche o del vento considerando le combinazioni di carico di normativa per gli SLU, lo SLD e per gli SLE. Per ogni combinazione sono state effettuate le verifiche di normativa relative agli stati di sollecitazione e di deformazione.

\* \* \*

## 2) NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**Legge 5 novembre 1971 N. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

**Circolare Ministero dei lavori Pubblici 14 Febbraio 1974, N.11951** - “Applicazione delle norme sul cemento armato”.

**Circolare Ministero dei lavori Pubblici 25 Gennaio 1975, N.13229** - “L’impiego di materiali con elevate caratteristiche di resistenza per cemento armato normale e precompresso.

**C.N.R. - UNI 10011-97** - “Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

**Norma CNR 10016-2000** - “Strutture composte da acciaio e calcestruzzo istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”.

**EUROCODE 2** - “Design of concrete structures”

**EUROCODE3** - “Design of steel structures”

**EUROCODE8** - “Design of structures for earthquake resistance”

**Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008.**

\* \* \*

## **RELAZIONE SUI MATERIALI**

## A) - ELEMENTI STRUTTURALI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

A.1) **Per la realizzazione della platea e delle travi di fondazione dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sotto indicate:**

- CALCESTRUZZO “a prestazione” (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:
  - Resistenza caratteristica a compressione a 28gg.  $R_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ .
  - Diametro massimo dell'inerte 20mm.
  - Rapporto acqua/cemento massimo 0,50.
  - Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S3 (semifluida con slump da 100 a 150mm);
  - Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/B-M – Classe di resistenza 42.5R, cemento portland composito - pozzolanico.

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione “XC2” (UNI EN 206-1); per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura deve essere garantito un ricoprimento di 40mm per platea e travi di fondazione. E' inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

- ACCIAIO PER C.A. ad aderenza migliorata del tipo B 450 C (ex FeB44k), saldabile, con le seguenti caratteristiche meccaniche:  $f_{yk} \geq 430\text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tk} \geq 540\text{ N/mm}^2$ , allungamento uniforme al carico max  $\varepsilon_{su,k} > 7,5\%$ .

Dato l'impiego in zona sismica si richiede, inoltre, che l'acciaio rispetti i seguenti limiti:

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1,25 \quad 1,15 \leq (f_t / f_y)_{medio} < 1,35$$

Controlli delle barre d'armatura (par. 11.3.2.10.4 D.M. 14/01/2008)

(3 spezzoni dello stesso diametro)

-  $f_y \geq 425\text{ N/mm}^2$  e  $\leq 572\text{ N/mm}^2$

-  $A_{gt} \geq 6\%$

-  $1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$

- Piegamento e raddrizzamento con assenza di cricche.



MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO DM2008

CALCESTRUZZO			
DM2008 p.11.2.1	Calcestruzzo	Rck=	30 C30/35
Resistenze caratteristiche			
COMPRESSIONE	fck=0.83Rck	24.9	MPa
media	fcm=fck+8	32.9	MPa
TRAZIONE	fctm=0.3fck^(2/3)	2.558119448	MPa per classi<C50/60
media	fctm=1.2fctm	3.069743338	MPa
	fctk=0.7fctm	1.790683614	MPa
	E=22000(fcm/10)^0.3	31447.16144	MPa
TENS. TANGENZIALE	fbk=2.25x1xfctk	4.029038131	MPa Per Ø<32
Resistenze di calcolo p.4.1.2		fd=fk/Ym	
COMPRESSIONE	fcd=α <sub>cc</sub> fck/Yc	14.11	MPa
	Yc= 1.5		
	α <sub>cc</sub> =(lunga durata)	0.85	
elementi piani(solette etc)	fcd=0.8fcd	11.288	MPa
TRAZIONE	fctd=fctk/Yc	1.193789076	MPa
TENS. TANGENZIALE	fbd=fbk/Yc	2.686025421	MPa
TENS. TANG.(in zona tesa)	fbd=fbk/(Ycx1.5)	1.790683614	MPa
ACCIAIO per C.A. p.11.3.2.			
Fyk:	450	p-11.3.2.	MPa
Y <sub>s</sub> =	1.15	p.4.1.2.1.1.3	
Fyd=	391.3043478		MPa

A.2) **Per la realizzazione delle pareti verticali, delle travi e solette delle strutture di elevazione dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sotto indicate:**

- **CALCESTRUZZO** "a prestazione" (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:
  - Resistenza caratteristica a compressione a 28gg. Rck = 35 N/mm<sup>2</sup>.
  - Diametro massimo dell'inerte 16mm.
  - Rapporto acqua/cemento massimo 0,50.
  - Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S4 (fluida con slump da 160 a 210mm);
  - Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/A-M – Classe di resistenza 42.5R, cemento portland composito.

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione "XC2" "XF1" (UNI EN 206-1); per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura deve essere garantito un ricoprimento di 30mm per travi, pilastri e pareti, 20mm per solai e solette. E' inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

- ACCIAIO PER C.A. ad aderenza migliorata del tipo B 450 C (ex FeB44k), saldabile, con le seguenti caratteristiche meccaniche:  $f_{yk} \geq 430$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{tk} \geq 540$  N/mm<sup>2</sup>, allungamento uniforme al carico max  $\epsilon_{su,k} > 7,5\%$ .

Dato l'impiego in zona sismica si richiede, inoltre, che l'acciaio rispetti i seguenti limiti:

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1,25 \quad 1,15 \leq (f_t / f_y)_{medio} < 1,35$$

\* \* \*

#### MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO DM2008

CALCESTRUZZO			
DM2008 p.11.2.1	Calcestruzzo	Rck=	35 C30/35
Resistenze caratteristiche			
COMPRESSIONE	fck=0.83Rck	29.05	MPa
media	fcm=fck+8	37.05	MPa
TRAZIONE	fctm=0.3fck^(2/3)	2.834993141	MPa per classi < C50/60
media	fctm=1.2fctm	3.40199177	MPa
	fctk=0.7fctm	1.984495199	MPa
	E=22000(fcm/10)^0.3	32588.10782	MPa
TENS. TANGENZIALE	fbk=2.25x1xfctk	4.465114198	MPa Per Ø < 32
Resistenze di calcolo p.4.1.2		fd=fk/Ym	
COMPRESSIONE	fcd=α <sub>cc</sub> fck/Yc	16.46166667	MPa
	Yc= 1.5		
	α <sub>cc</sub> =(lunga durata) 0.85		
elementi piani(solette etc)	fcd=0.8fcd	13.16933333	MPa
TRAZIONE	fctd=fctk/Yc	1.322996799	MPa
TENS. TANGENZIALE	fbd=fbk/Yc	2.976742798	MPa
TENS. TANG.(in zona tesa)	fbd=fbk/(Ycx1.5)	1.984495199	MPa
ACCIAIO per C.A. p.11.3.2.			
Fyk:	450	p-11.3.2.	MPa
Y <sub>s</sub> =	1.15	p.4.1.2.1.1.3	
Fyd=	391.3043478		MPa

## **Prescrizioni comuni alle strutture di fondazione e di elevazione:**

### **Controlli in cantiere delle barre d'armatura**

(3 spezzoni dello stesso diametro)

$$f_y = f_m - 10 \text{ N/mm}^2$$

### **Qualità dei componenti**

- La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.
- La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16-20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

### **Prescrizione per inerti**

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

### **Prescrizione per il disarmo**

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

### **Provini da prelevarsi in cantiere**

n°2cubi di lato 15 cm; un prelievo ogni 100 mc

$$\sigma_{c28} \geq 3 \cdot \sigma_{c \text{ adm}};$$

$$R_{ck \ 28} = R_m - 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{min} > R_{ck} - 3,5 \text{ N/mm}^2$$

\* \* \*

## B) – ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

B.1) **Per le strutture metalliche dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sotto indicate:**

- **per Profilati, Piatti e Lamiere con spessori  $\geq 3 \text{ mm}$  e  $\leq 100 \text{ mm}$**

acciaio tipo Fe 430 grado B secondo UNI-EN 10025 ovvero S 275 JR secondo la notazione eurocodici, calmato o semicalmato:

tensione di rottura a trazione  $410 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_t \leq 560 \text{ Nmm}^{-2}$  ;

tensione di snervamento  $275 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_y$  ;

resilienza KV  $\geq 27 \text{ J}$  ;

allungamento % a rottura

per lamiere  $\epsilon_t \geq 20$  ;

per profilati e larghi piatti  $\epsilon_t \geq 22$  ;

$$\frac{f_t}{f_y} > 1,20$$

- **per Profilati Cavi con spessori  $\leq 16 \text{ mm}$**

acciaio tipo Fe 430 grado B secondo UNI 7806 o UNI 7810 ovvero S275 JR secondo la notazione eurocodici, calmato o semicalmato:

tensione di rottura a trazione  $430 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_t$  ;

tensione di snervamento  $275 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_y$  ;

resilienza KV  $\geq 27 \text{ J}$  ;

allungamento % a rottura  $\epsilon_t \geq 21$  ;

$$\frac{f_t}{f_y} > 1,20$$

- **Saldature:**

I giunti saldati devono essere realizzati secondo i procedimenti all'arco elettrico codificati secondo ISO 4063; essi devono essere effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 e

realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura.

I saldatori nei procedimenti manuali o semiatuomatici dovranno essere qualificati secondo EN287-1 da ente terzo; gli operatori di procedimenti automatici dovranno essere qualificati secondo EN1418. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo EN2883. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa ed in zona termica alterata non inferiori a quelli del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere seguite le prescrizioni della EN 1011 punti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la EN 29692.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista nel corso del progetto esecutivo. L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100 per cento, saranno definiti dal progettista ed eseguiti sotto la responsabilità del direttore dei lavori, che potrà integrarli ed estenderli in base all'andamento dei lavori, ed accettati ed eventualmente integrati dal collaudatore. Ai fini dei controlli non distruttivi si possono usare metodi di superficie (ad esempio liquidi penetranti o polveri magnetiche), ovvero metodi volumetrici (esempio raggi X o gamma o ultrasuoni). Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle prescrizioni della EN 12062. Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo EN 473 almeno di secondo livello.

- **Bulloni:**

I bulloni dei diametri nominali indicati sui disegni costruttivi dovranno essere composti come segue:

VITI di classe 10.9 materiale UNI EN 20898/1 – riferimento UNI 5712;

DADI di classe 10 materiale UNI EN 20898/2 – riferimento UNI 5713;

ROSETTE e PIASTRINE acciaio C50 materiale UNI EN10083-2 temprato e rinvenuto HRC 32-40 – riferimento UNI 5714.

I bulloni devono essere serrati secondo le coppie di serraggio previste dalla norma CNR-UNI10011 per le giunzioni ad attrito.

- **per Tirafondi**

acciaio tipo S355 JR secondo UNI-EN 10025, (Fe 510 grado B calmato o semicalmato):

tensione di rottura a trazione  $490 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_t \leq 630 \text{ Nmm}^{-2}$  ;

tensione di snervamento  $355 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_y$  ;

resilienza  $KV \geq 27 \text{ J}$  ;

allungamento % a rottura  $\epsilon_t \geq 22$  .

\* \* \*

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

## LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono applicate prevalentemente nelle due direzioni orizzontali o ortogonalmente alla falda in copertura. Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma. I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

La valutazione delle azioni sulle strutture sono effettuate conformemente al D.M. 14-01-2008.

In particolare l'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni del D.M. 14-01-2008 per il sito in esame tenendo conto delle sue coordinate geografiche.

L'azione sismica è calcolata mediante analisi *sismica dinamica modale*.

### CORPO A:

COPERTURA				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)</u>				
Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg (8pign/mq)				100
Travetto (2 in un metro)	0.24	0.12	2500	144
Soletta	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Pannelli fotovoltaici				20
Lastricato in cls	0.05		2400	120
Guaina ardesiata				5
Isolante	0.1		40	4
Massetto per pendenze	0.1		2000	200
Impianti				20
Controsoffitto				10
<b>TOTALE</b>				<b>379</b>
Qk:				
VENTO(vedi foglio excel)				<b>70</b>
Neve=cond5				<b>150</b>
			SOMMA	<b>873.0</b>

PIANO Primo				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)</u>				



<b>Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg</b>				
<b>(8pign/mq)</b>				100
<b>Travetto (2 in un metro)</b>	0.24	0.12	2500	144
<b>Soletta</b>	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
<b>Pavimento</b>	0.02		2700	54
<b>Isolante</b>	0.1		50	5
<b>Massetto</b>	0.1		2000	200
<b>Impianti</b>				50
<b>Controsoffitto</b>				10
<b>Divisori</b>				160
<b>TOTALE</b>				<b>479</b>
<b>Qk:</b>				
<b>Variabili</b>				<b>300</b>
			SOMMA	<b>1123.0</b>

TAMPONATURA				
<b>Gk:</b>				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$\text{KN/m}^2$
<u>G2(Non strutturale)=cond3</u>				
<b>TAMPONATURA</b>				<b>350</b>

PIANO terra				
<b>Gk:</b>				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)=cond2</u>				
<b>Alveolare H=16+5</b>				400
<b>TOTALE</b>				<b>400.0</b>
<u>G2(Non strutturale)=cond3</u>				
<b>Pavimento</b>	0.02		2700	54
<b>Isolante</b>	0.1		50	5
<b>Massetto</b>	0.1		2000	200
<b>Impianti</b>				50
<b>Divisori</b>				160
<b>TOTALE</b>				<b>469</b>
<b>Qk</b>				
<u>Qk=cond4</u>				
<b>Variabili</b>				<b>300</b>
			SOMMA	<b>1169</b>

SCALA C.a. - pianerottolo-				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<b>G1=cond1</b>				

Peso proprio soletta	0.2	2500	500
<b>TOTALE</b>			<b>500</b>
<b>G2=cond3</b>			
Massetto	0.1	2000	200
Intonaco			30
Pavimento			50
<b>TOTALE</b>			<b>280</b>
<b>Qk=cond4</b>			
Variabile			400
<b>TOTALE</b>			<b>400</b>
<b>SOMMA</b>			<b>1180</b>

SCALA C.a. -soletta rampante-				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	daN/m <sup>2</sup>
<b>G1=cond1</b>				
Peso proprio soletta	0.2		2500	500
<b>TOTALE</b>				<b>500</b>
<b>G2=cond3</b>				
gradino				220
Intonaco				30
Pavimento				50
<b>TOTALE</b>				<b>300</b>
<b>Qk=cond4</b>				
Variabile				400
<b>TOTALE</b>				<b>400</b>
<b>SOMMA</b>				<b>1200</b>

CORPO B:

PIANO terra				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	daN/m <sup>2</sup>
<u>G1(Strutturale)=cond2</u>				
Alveolare H=16+5				400
<b>TOTALE</b>				<b>400.0</b>
<u>G2(Non strutturale)=cond3</u>				
Pavimento	0.02		2700	54
Isolante	0.1		50	5
Massetto	0.1		2000	200
Impianti				50
Divisori				160
<b>TOTALE</b>				<b>469</b>
<b>Qk</b>				
<u>Qk=cond4</u>				

Variabili		<b>300</b>
	SOMMA	<b>1169</b>

<b>PIANO Primo</b>				
<b>Gk:</b>				
<b>Permanenti:</b>				
	<b>h(m)</b>	<b>b(m)</b>	<b><math>\rho</math>(daN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<u>G1(Strutturale)</u>				
Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg (8pign/mq)				
				100
Travetto (2 in un metro)	0.24	0.12	2500	144
Soletta	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Pavimento	0.02		2700	54
Isolante	0.1		50	5
Massetto	0.1		2000	200
Impianti				50
Controsoffitto				10
Divisori				160
<b>TOTALE</b>				<b>479</b>
<b>Qk:</b>				
Variabili				<b>300</b>
	SOMMA			<b>1123.0</b>

<b>COPERTURA</b>				
<b>Gk:</b>				
<b>Permanenti:</b>				
	<b>h(m)</b>	<b>b(m)</b>	<b><math>\rho</math>(daN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<u>G1(Strutturale)</u>				
Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg (8pign/mq)				
				100
Travetto (2 in un metro)	0.24	0.12	2500	144
Soletta	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Pannelli fotovoltaici/Termoventilante				20
Lastricato in cls	0.05		2400	120
Guaina ardesiata				5
Isolante	0.1		40	4
Massetto per pendenze	0.1		2000	200
Impianti				20
Controsoffitto				10
<b>TOTALE</b>				<b>379</b>
<b>Qk:</b>				

Neve=cond5		150
	SOMMA	873.0

CORPO C:

PIANO terra				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	daN/m <sup>2</sup>
<u>G1(Strutturale)=cond2</u>				
Alveolare H=16+5				400
<b>TOTALE</b>				<b>400.0</b>
<u>G2(Non strutturale)=cond3</u>				
Pavimento	0.02		2700	54
Isolante	0.1		50	5
Massetto	0.1		2000	200
Impianti				50
Divisori				160
<b>TOTALE</b>				<b>469</b>
Qk				
<u>Qk=cond4</u>				
Variabili				2000
			SOMMA	2869

COPERTURA				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	daN/m <sup>2</sup>
<u>G1(Strutturale)</u>				
Alveolare32+5				600
<b>TOTALE</b>				<b>600.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Pannelli fotovoltaici/Termoventilante				20
Lastricato in cls	0.05		2400	120
Guaina ardesiata				5
Isolante	0.1		40	4
Massetto per pendenze	0.1		2000	200
Impianti				20
Controsoffitto				10
<b>TOTALE</b>				<b>379</b>
Qk:				
<u>Neve=cond5</u>				
				150
			SOMMA	1129.0

## CORPO D:

PIANO terra				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)=cond2</u>				
Alveolare H=16+5				400
<b>TOTALE</b>				<b>400.0</b>
<u>G2(Non strutturale)=cond3</u>				
Pavimento	0.02		2700	54
Isolante	0.1		50	5
Massetto	0.1		2000	200
Impianti				50
Divisori				160
<b>TOTALE</b>				<b>469</b>
Qk				
<u>Qk=cond4</u>				
Variabili				<b>300</b>
			SOMMA	<b>1169</b>

PIANO Primo				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)</u>				
Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg (8pign/mq)				100
Travetto (2 in un metro)	0.24	0.12	2500	144
Soletta	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Pavimento	0.02		2700	54
Isolante	0.1		50	5
Massetto	0.1		2000	200
Impianti				50
Controsoffitto				10
Divisori				160
<b>TOTALE</b>				<b>479</b>
Qk:				
Variabili				<b>300</b>
			SOMMA	<b>1123.0</b>

COPERTURA				
Gk:				

Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)</u>				
Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg (8pign/mq)				100
Travetto (2 in un metro)	0.24	0.12	2500	144
Soletta	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Pannelli fotovoltaici/Termoventilante				20
Lastricato in cls	0.05		2400	120
Guaina ardesiata				5
Isolante	0.1		40	4
Massetto per pendenze	0.1		2000	200
Impianti				20
Controsoffitto				10
<b>TOTALE</b>				<b>379</b>
<b>Qk:</b>				
Neve=cond5				<b>150</b>
			SOMMA	<b>873.0</b>

TAMPONATURA				
Gk:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$\text{KN/m}^2$
<u>G2(Non strutturale)=cond3</u>				
<b>TAMPONATURA</b>				<b>350</b>

SCALA C.a. -soletta rampante-				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<b>G1=cond1</b>				
Peso proprio soletta		0.2	2500	500
<b>TOTALE</b>				<b>500</b>
<b>G2=cond3</b>				
gradino				220
Intonaco				30
Pavimento				50
<b>TOTALE</b>				<b>300</b>
<b>Qk=cond4</b>				
Variabile				400
<b>TOTALE</b>				<b>400</b>
			SOMMA	<b>1200</b>

Pensiline a sbalzo				
Gk:				
Permanenti:				
	h(m)	b(m)	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$\text{daN/m}^2$
<u>G1(Strutturale)</u>				
Peso proprio pignatta (24x25x38)=12.5Kg (8pign/mq)				
				100
Travetto (2 in un metro)	0.24	0.12	2500	144
Soletta	0.04	1	2500	100
<b>TOTALE</b>				<b>344.0</b>
<u>G2(Non strutturale)</u>				
Lastricato in cls	0.05		2400	120
Guaina ardesiata				5
Isolante	0.1		40	4
Massetto per pendenze	0.05		2000	100
Controsoffitto				10
<b>TOTALE</b>				<b>239</b>
Qk:				
Neve=cond5				<b>150</b>
			SOMMA	<b>150.0</b>

### AZIONE DEL VENTO DM 2008 p.3.3

#### Pressione:

$$p=q_b C_e C_p C_d \quad \boxed{0.7031} \text{ KN/mq}$$

#### Depressione:

$$p=q_b C_e C_p C_d \quad \boxed{0.3516} \text{ KN/mq}$$

#### Azione tangenziale:

$$p_f=q_b C_e C_f \quad \boxed{0.0352} \text{ KN/mq}$$

## INPUT SISMICO:

### 2.1.a) Parametri di calcolo Analisi Dinamica

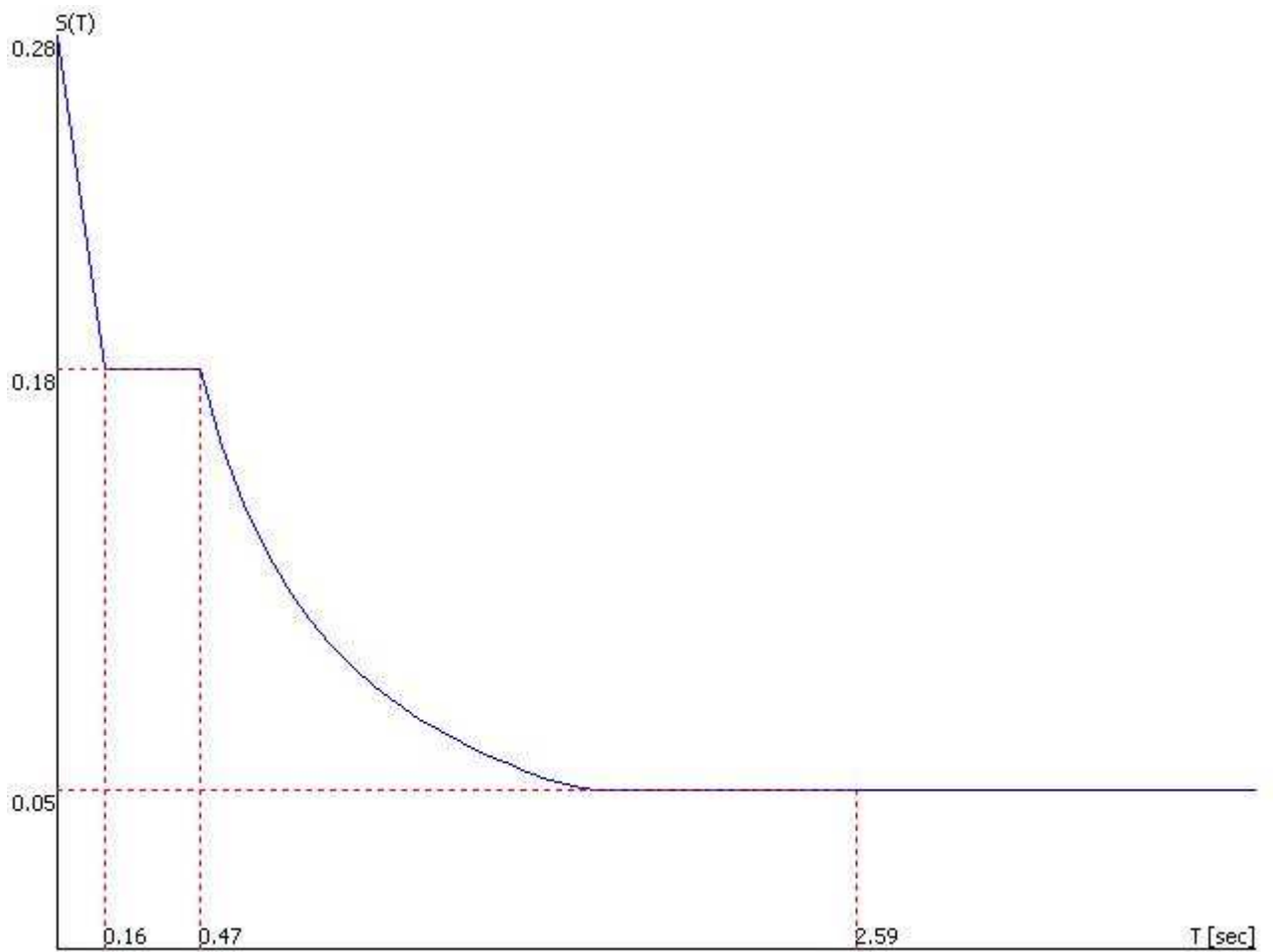
#### - Spettro in accordo con TU 2008

- Udine UD Longitudine 13.2375 Latitudine 46.0658
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (ST) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (VN) 50.0 anni
- Classe d'uso (CU) 1.5 ( Categoria 3 )
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura massimo  $q_0$  per sisma orizzontale 3.00
- Fattore di duttilità  $K_R$  per sisma orizzontale 1.30 CORPO A-B-D
- Fattore di duttilità  $K_R$  per sisma orizzontale 1.10 CORPO C
- Fattore  $K_R$  1.00
- Fattore  $K_W$  1.00
- Fattore di struttura  $q$  per sisma orizzontale 3.90 CORPO A-B-D
- Fattore di struttura  $q$  per sisma orizzontale 3.30 CORPO C
- Fattore di struttura  $q$  per sisma verticale 1.50
- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05

#### - TU 2008 SLV H

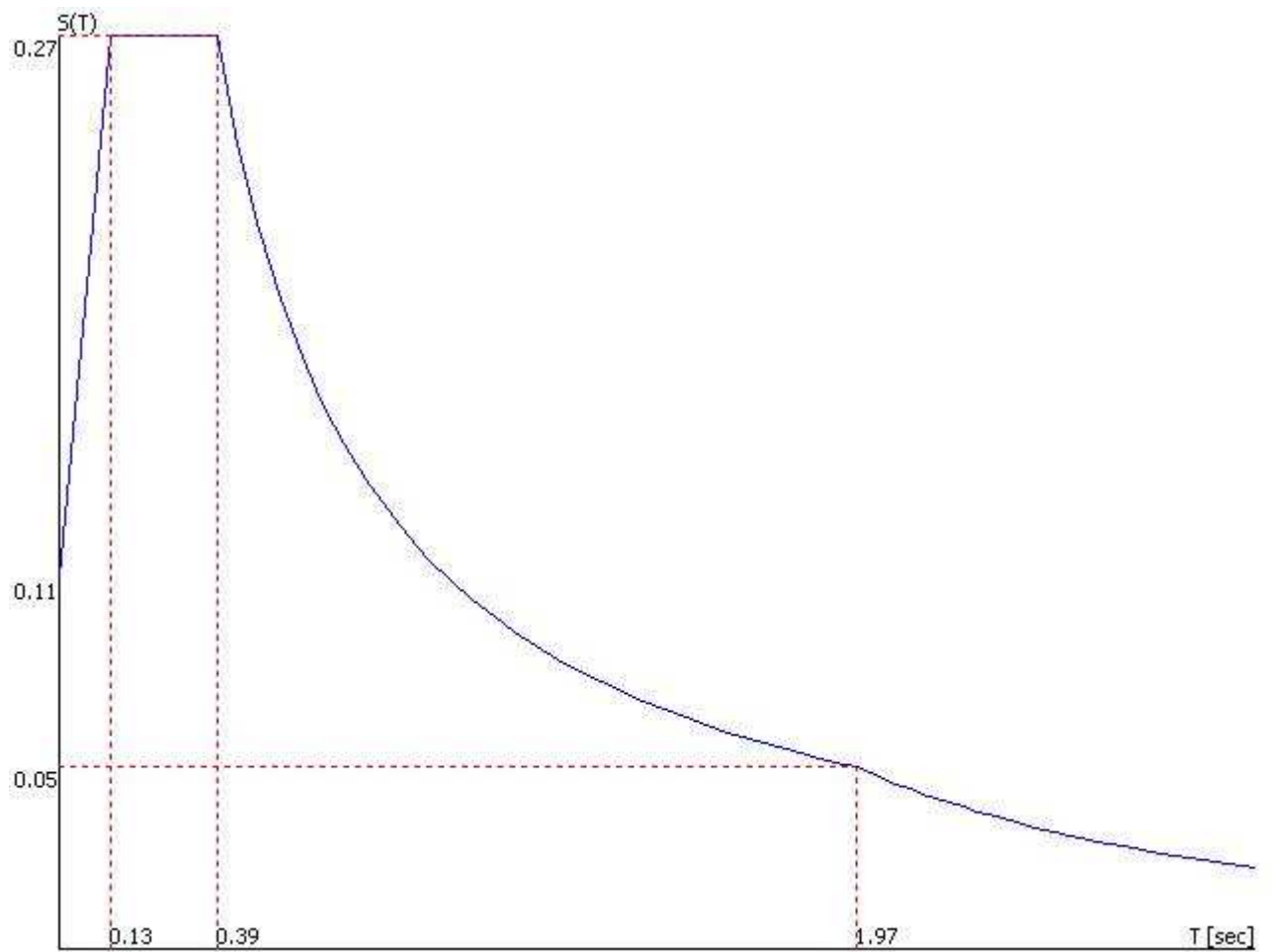
- Probabilità di superamento (PRV) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 712 (anni)
- $S_s$  1.2
- $T_B$  0.16 [sec]
- $T_C$  0.47 [sec]
- $T_D$  2.59 [sec]
- $a_g/g$  0.2463
- $F_o$  2.4690
- $T_C^*$  0.3411





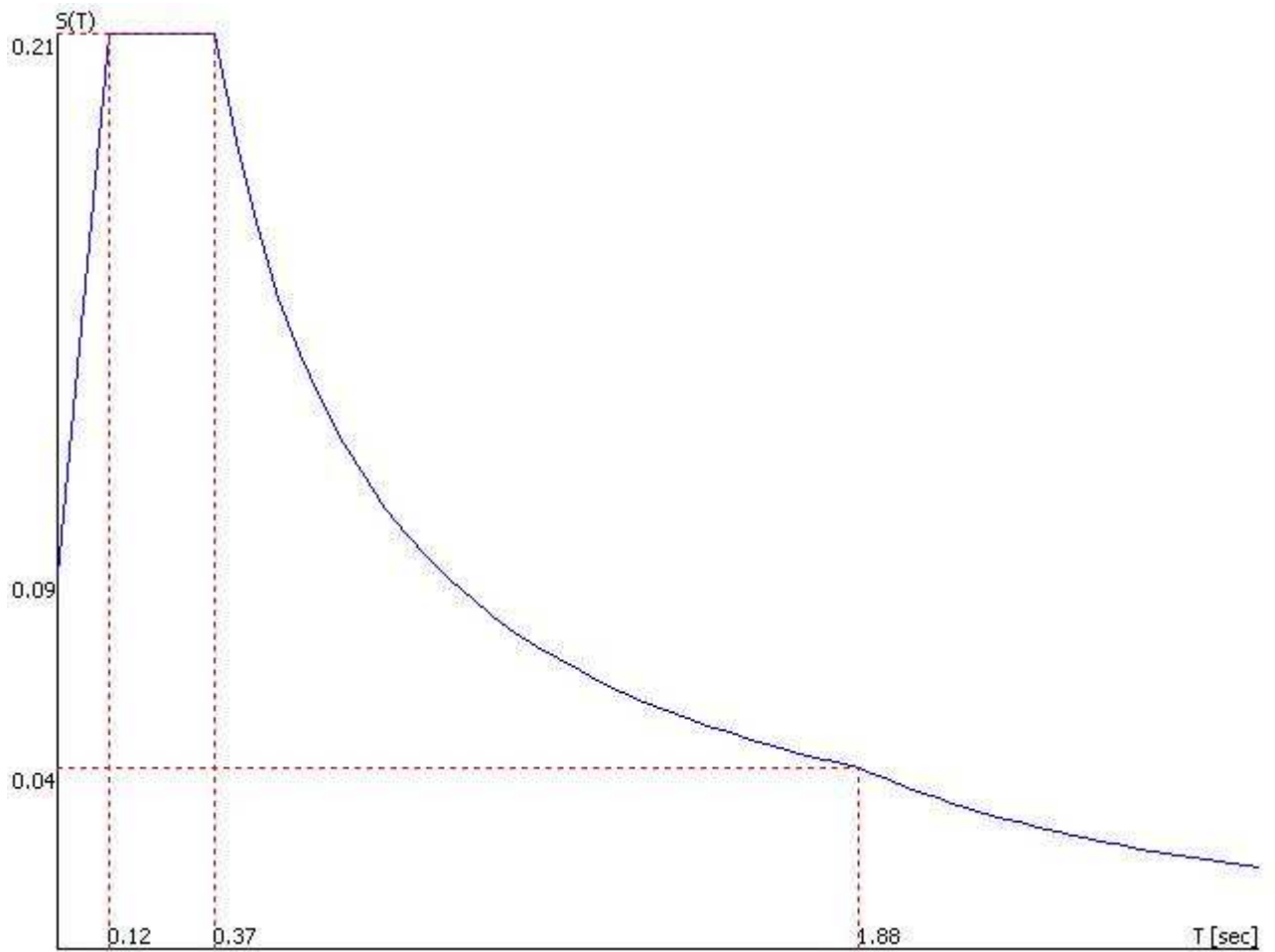
### - TU 2008 SLD H

- Probabilità di superamento (PRV) 63.0 e periodo di ritorno (TR) 75 (anni)
- $S_s$  1.2
- $T_B$  0.13 [sec]
- $T_C$  0.39 [sec]
- $T_D$  1.97 [sec]
- $a_g/g$  0.0922
- $F_o$  2.4628
- $T_C^*$  0.2740



### - TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento (PRV) 81.0 e periodo di ritorno (TR) 45 (anni)
- $S_s$  1.2
- $T_B$  0.12 [sec]
- $T_C$  0.37 [sec]
- $T_D$  1.88 [sec]
- $a_g/g$  0.0710
- $F_o$  2.4728
- $T_C^*$  0.2577



**2.1.b) - Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse:**

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	Cond. 1	1.000000
2	Cond. 2	1.000000
3	Cond. 3	1.000000
4	Cond. 4	0.600000
5	Cond. 5	0.000000

**- Direzioni d'ingresso del Sisma**

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 5 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 6 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 7 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLV Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 9 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLD Direzione 10 Angolo in pianta 0.00 [°]

- SLD Direzione 11 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 12 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 13 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 14 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 15 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 16 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLO Direzione 17 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLO Direzione 18 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLO Direzione 19 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLO Direzione 20 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLO Direzione 21 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLO Direzione 22 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLO Direzione 23 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLO Direzione 24 Angolo in pianta 270.00 [°]

**Percentuale della massa di piano utilizzata per la valutazione delle azioni dovute ad eccentricita' addizionali del centro di massa 100.0%**

## COMBINAZIONI DEI CARICHI

2.1.c) Numero di condizioni di carico ... : 5

2.1.d) - Numero di combinazioni di carico . : 55

Condizione	
1	Cond. 1
2	Cond. 2
3	Cond. 3
4	Cond. 4
5	Cond. 5
6	Sisma 0SLV
7	Sisma 0SLV
8	Sisma 90SLV
9	Sisma 90SLV
10	Sisma 180SLV
11	Sisma 180SLV
12	Sisma 270SLV
13	Sisma 270SLV
14	Sisma 0SLD
15	Sisma 0SLD
16	Sisma 90SLD
17	Sisma 90SLD
18	Sisma 180SLD
19	Sisma 180SLD
20	Sisma 270SLD
21	Sisma 270SLD

22	Sisma 0SLO
23	Sisma 0SLO
24	Sisma 90SLO
25	Sisma 90SLO
26	Sisma 180SLO
27	Sisma 180SLO
28	Sisma 270SLO
29	Sisma 270SLO

2.1.e) - Combinazioni di carico:

2.1.f) - Combinazioni agli stati limite ultimi

**Combinazione di carico numero**

	1	slu1				
	2	slu2				
<b>Comb.\Cond</b>	<b>C o n d . 1</b>	<b>C o n d . 2</b>	<b>C o n d . 3</b>	<b>C o n d . 4</b>	<b>C o n d . 5</b>	
	1	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75
	2	1.3	1.3	1.5	1.05	1.5

2.1.g) - Combinazioni agli stati limite di salvaguardia della vita

**Combinazione di carico numero**

	3	Sisma 0+ / 90+										
	4	Sisma 0+ / 270+										
	5	Sisma 0- / 90-										
	6	Sisma 0- / 270-										
	7	Sisma 90+ / 0+										
	8	Sisma 90+ / 180+										
	9	Sisma 90- / 0-										
	10	Sisma 90- / 180-										
	11	Sisma 180+ / 90+										
	12	Sisma 180+ / 270+										
	13	Sisma 180- / 90-										
	14	Sisma 180- / 270-										
	15	Sisma 270+ / 0+										
	16	Sisma 270+ / 180+										
	17	Sisma 270- / 0-										
	18	Sisma 270- / 180-										
<b>Comb.\Cond</b>	<b>C o n d . 1</b>	<b>C o n d . 2</b>	<b>C o n d . 3</b>	<b>C o n d . 4</b>	<b>S i s t e m a . 0</b>	<b>S i s t e m a . 0</b>	<b>S i s t e m a . 9</b>	<b>S i s t e m a . 9</b>	<b>S i s t e m a . 1</b>	<b>S i s t e m a . 1</b>	<b>S i s t e m a . 2</b>	<b>S i s t e m a . 2</b>
	3	1	1	1	0.6	1		0.3				
	4	1	1	1	0.6	1					0.3	
	5	1	1	1	0.6		1		0.3			

6	1	1	1	0.6		1						0.3
7	1	1	1	0.6	0.3		1					
8	1	1	1	0.6			1		0.3			
9	1	1	1	0.6		0.3		1				
10	1	1	1	0.6				1		0.3		
11	1	1	1	0.6			0.3		1			
12	1	1	1	0.6					1		0.3	
13	1	1	1	0.6				0.3		1		
14	1	1	1	0.6						1		0.3
15	1	1	1	0.6	0.3						1	
16	1	1	1	0.6					0.3		1	
17	1	1	1	0.6		0.3						1
18	1	1	1	0.6						0.3		1

2.1.h) - Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

									19	sle1
									20	sle2

	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>
	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>
	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>
<b>Comb.\Cond</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>
	.	.	.	.	.
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>

	19	1	1	1	1	0.5
	20	1	1	1	0.7	1

2.1.i) - Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

						21	freq1
						22	freq2

	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>
	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>
	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>
<b>Comb.\Cond</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>
	.	.	.	.	.
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>

	21	1	1	1	0.6	0.2
	22	1	1	1	0.7	

2.1.j) - Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

						23	quasiperma
--	--	--	--	--	--	----	------------

	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>
	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>
	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>
<b>Comb.\Cond</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>
	.	.	.	.
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>

	23	1	1	1	0.6
--	----	---	---	---	-----

2.1.k) - Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Combinazione di carico numero

	24	Sisma 0+ / 90+
	25	Sisma 0+ / 270+
	26	Sisma 0- / 90-

	27	Sisma 0- / 270-
	28	Sisma 90+ / 0+
	29	Sisma 90+ / 180+
	30	Sisma 90- / 0-
	31	Sisma 90- / 180-
	32	Sisma 180+ / 90+
	33	Sisma 180+ / 270+
	34	Sisma 180- / 90-
	35	Sisma 180- / 270-
	36	Sisma 270+ / 0+
	37	Sisma 270+ / 180+
	38	Sisma 270- / 0-
	39	Sisma 270- / 180-

	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>
	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>
	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>
	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
	<b>.</b>	<b>.</b>	<b>.</b>	<b>.</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>
<b>Comb.\Cond</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>9</b>	<b>9</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>
					<b>S</b>	<b>S</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>7</b>	<b>7</b>
					<b>L</b>	<b>L</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
					<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>L</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>L</b>	<b>L</b>
							<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>L</b>	<b>D</b>	<b>D</b>

24	1	1	1	0.6	1		0.3					
25	1	1	1	0.6	1						0.3	
26	1	1	1	0.6		1		0.3				
27	1	1	1	0.6		1						0.3
28	1	1	1	0.6	0.3		1					
29	1	1	1	0.6			1		0.3			
30	1	1	1	0.6		0.3		1				
31	1	1	1	0.6				1		0.3		
32	1	1	1	0.6			0.3		1			
33	1	1	1	0.6					1		0.3	
34	1	1	1	0.6				0.3		1		
35	1	1	1	0.6						1		0.3
36	1	1	1	0.6	0.3						1	
37	1	1	1	0.6					0.3		1	
38	1	1	1	0.6		0.3						1
39	1	1	1	0.6						0.3		1

## 2.1.I) - Combinazioni agli Stati Limite di Operativita'

### Combinazione di carico numero

	40	Sisma 0+ / 90+
	41	Sisma 0+ / 270+
	42	Sisma 0- / 90-
	43	Sisma 0- / 270-
	44	Sisma 90+ / 0+
	45	Sisma 90+ / 180+
	46	Sisma 90- / 0-
	47	Sisma 90- / 180-
	48	Sisma 180+ / 90+
	49	Sisma 180+ / 270+
	50	Sisma 180- / 90-
	51	Sisma 180- / 270-

	52	Sisma 270+ / 0+
	53	Sisma 270+ / 180+
	54	Sisma 270- / 0-
	55	Sisma 270- / 180-

	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>S</b>
	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>o</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>	<b>i</b>
	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>n</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>	<b>s</b>
	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>d</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
	<b>.</b>	<b>.</b>	<b>.</b>	<b>.</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>	<b>a</b>
<b>Comb.\Cond</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>9</b>	<b>9</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>
					<b>S</b>	<b>S</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>7</b>	<b>7</b>
					<b>L</b>	<b>L</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
					<b>O</b>	<b>O</b>	<b>L</b>	<b>L</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>L</b>	<b>L</b>
							<b>O</b>	<b>O</b>	<b>O</b>	<b>O</b>	<b>O</b>	<b>O</b>

40	1	1	1	0.6	1		0.3					
41	1	1	1	0.6	1						0.3	
42	1	1	1	0.6		1		0.3				
43	1	1	1	0.6		1						0.3
44	1	1	1	0.6	0.3		1					
45	1	1	1	0.6			1		0.3			
46	1	1	1	0.6		0.3		1				
47	1	1	1	0.6				1		0.3		
48	1	1	1	0.6			0.3		1			
49	1	1	1	0.6					1		0.3	
50	1	1	1	0.6				0.3		1		
51	1	1	1	0.6						1		0.3
52	1	1	1	0.6	0.3						1	
53	1	1	1	0.6					0.3		1	
54	1	1	1	0.6		0.3						1
55	1	1	1	0.6						0.3		1



## ANALISI DEL MODELLO

I calcoli sono stati condotti secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni assumendo i carichi di normativa e valutando le sollecitazioni per via numerica. L'analisi strutturale viene eseguita per mezzo di un elaboratore elettronico dei dati utilizzando un codice di calcolo del tipo "SAP" basato sul metodo degli elementi finiti, concettualmente riconducibile al metodo degli spostamenti. L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo Enexys. E' stata utilizzata un'analisi lineare dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo e di esercizio. Il solutore individua le sollecitazioni per ogni nodo e quindi i post processor nella verifica delle aste determinano le sollecitazioni per ogni sezione delle stesse.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme all'OPCM 3274/2003. Agli effetti del dimensionamento è stata quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

- **CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA**

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

- **SISTEMA DI RIFERIMENTO**

Si utilizza un sistema di riferimento cartesiano destrorso con:

asse  $X$  = asse longitudinale, parallelo alla dimensione maggiore dell'oggetto;

asse  $Z$  = asse verticale positivo verso l'alto;

asse  $Y$  = asse trasversale diretto secondo la dimensione minore del blocco, e tale da formare la terna destrorsa con  $X$  e  $Z$ .

- **UNITÀ DI MISURA**

Si utilizza il sistema di unità di misura internazionale SI, con:

- forze espresse in  $kN$  (chiloNewton);
- lunghezze espresse in  $m$  (metri);
- Momenti espressi in  $kNm$  (chiloNewton per metro);
- Tensioni espresse in  $Nmm^{-2}$  (Newton su millimetro quadro).

\* \* \*

## • GLI ELEMENTI DEL MODELLO NUMERICO

### I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

### I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

### LE SEZIONI

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

### I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali ( $f_X, f_Y, f_Z, f_V$ ) e locali ( $f_x, f_y, f_z$ ), forze concentrate riferite agli assi globali ( $F_X, F_Y, F_Z, F_V$ ) o locali ( $F_x, F_y, F_z$ ), momenti concentrati riferiti agli assi locali ( $M_x, M_y, M_z$ ), momento torcente distribuito riferito all'asse locale  $x$  ( $m_x$ ), carichi termici ( $t_x, t_y, t_z$ ), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

## GLI ELEMENTI FINITI

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

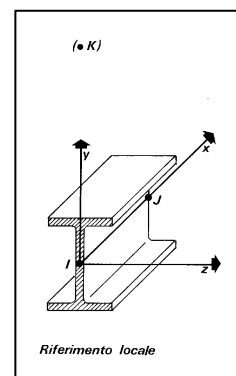
### ELEMENTO TRUSS (ASTA RETICOLARE)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

1. A Area della sezione.
2. E. Modulo elastico.
3.  $\rho$ . Densità di peso (peso per unità di volume).
4.  $\alpha$ . Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.



### ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

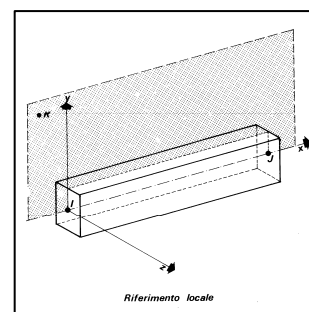
L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra  $x, y, z$ , come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

1. deformabilità da taglio (travi tozze);
2. sconnessioni totali o parziali alle estremità;
3. connessioni elastiche alle estremità;
4. offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
5. suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

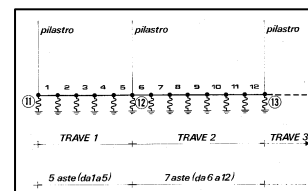
1. carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
2. sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
3. forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;



#### 4. carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione



secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale  $t_z$  convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidità viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito  $f_z$ ,  $f_v$ ,  $f_y$ . Inoltre accade che:

$V_i=V_f$ ;  $d_i=d_f=0$ , ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

#### ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. È caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà,  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $r_z$ , per tutti i nodi del gruppo.

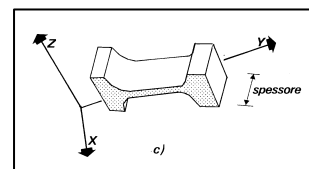
Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

1. elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. pressioni e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura;
7. gradiente termico;
8. carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

## ELEMENTO PLANE (STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICO)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.



Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

1. numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura.

## ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

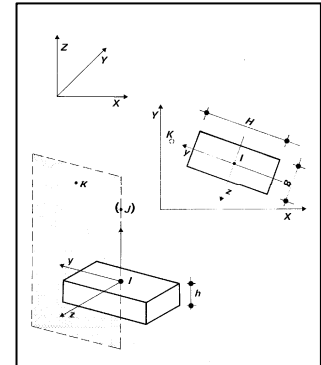
1. il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
2. la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
3. la rigidità (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F\*L/rad).

## ELEMENTO PLINTO

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione. Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura). Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).



\* \* \*

### • I METODI DI CALCOLO

## ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione  $t_0$  e l'istante finale di osservazione  $t_f$  (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

## ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di

gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente. La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

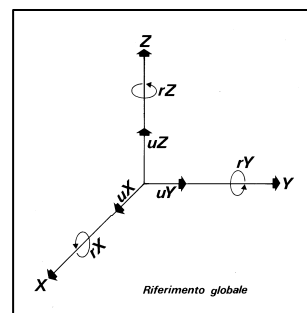
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

## • LETTURA DEI RISULTATI DELL'ELABORAZIONE

### DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).



Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

### ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.



## ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria ( $F/L^2$ );
- forza assiale ( $F$ ).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involuipi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale  $F_x$  calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

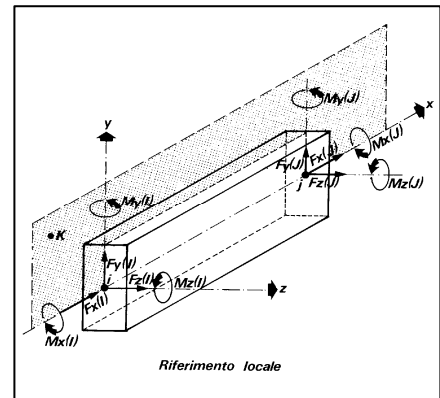
## TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- $F_x$  = forza assiale nella direzione locale  $x$ ;
- $F_y$  = taglio nella direzione locale  $y$ ;
- $F_z$  = taglio nella direzione locale  $z$ ;
- $M_x$  = momento torcente attorno all'asse locale  $x$ ;
- $M_y$  = momento flettente attorno all'asse locale  $y$ ;
- $M_z$  = momento flettente attorno all'asse locale  $z$ ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali ( $F$ );
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ( $F^*L$ ).



Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

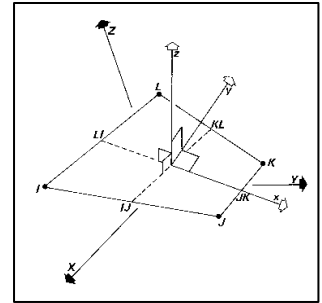
- $F_y$  = taglio nella direzione locale  $y$  ( $F$ );
- $M_x$  = momento torcente attorno asse locale  $x$  ( $F^*L$ );

- $M_z$  = momento flettente attorno asse locale  $z$  ( $F \cdot L$ );
- $U_z$  = spostamento lungo  $Z$  ( $L$ );
- $r_x$  = rotazione intorno  $X$  (rad);
- $r_y$  = rotazione intorno  $Y$  (rad);
- pressione sul suolo ( $F/L^2$ ).

#### GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- $S_{xx}$  ( $F/L^2$ );
- $S_{yy}$  ( $F/L^2$ );
- $S_{xy}$  ( $F/L^2$ );
- $M_{xx}$  ( $F \cdot L/L$ );
- $M_{yy}$  ( $F \cdot L/L$ );
- $M_{xy}$  ( $F \cdot L/L$ );
- $\sigma_{idsup}$  ( $F/L^2$ );
- $\sigma_{idinf}$  ( $F/L^2$ ).
- $S_{xx}$ ,  $S_{yy}$ ,  $S_{xy}$  rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- $M_{xx}$  rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale  $x$ ; analogamente per  $M_{yy}$ ;
- $M_{xy}$  rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).



Le tensioni ideali  $\sigma_{idsup}$  (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale  $z$ ) e  $\sigma_{idinf}$  sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente  $M_{xx}$  si sovrappongono alle tensioni  $S_{xx}$ , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per  $M_{yy}$  e  $S_{yy}$ ). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a  $S_{xy}$ .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per  $S_{xx}$ ,  $S_{yy}$ ,  $S_{xy}$ ,  $M_{xx}$ ,  $M_{yy}$ ,  $M_{xy}$ .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

#### ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

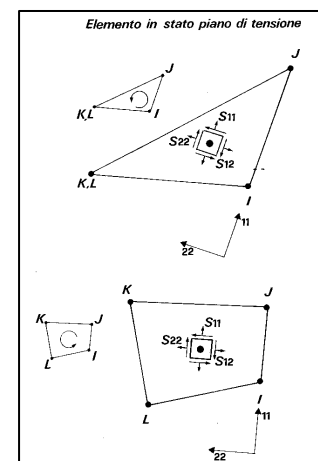
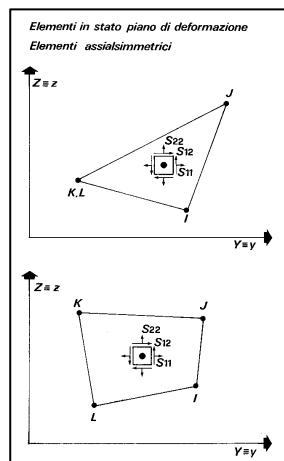
Il programma calcola le tensioni ( $F/L^2$ ) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S11;
- S22;
- S33 (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S12;
- Smax;
- Smin;
- Angolo.

Per il significato di S11, S22, S12 si osservino le figure successive. La tensione S33 è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni Smax e Smin rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di Smax. In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.



Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S11, S22, S33, S12 nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

## VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti (F\*L) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

## PLINTI

La procedura calcola le rigidzze del plinto e le assegna come avviene per un elemento “vincolo” disposto secondo le direzioni globali X ,Y ,Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento “vincolo”. Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidzza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

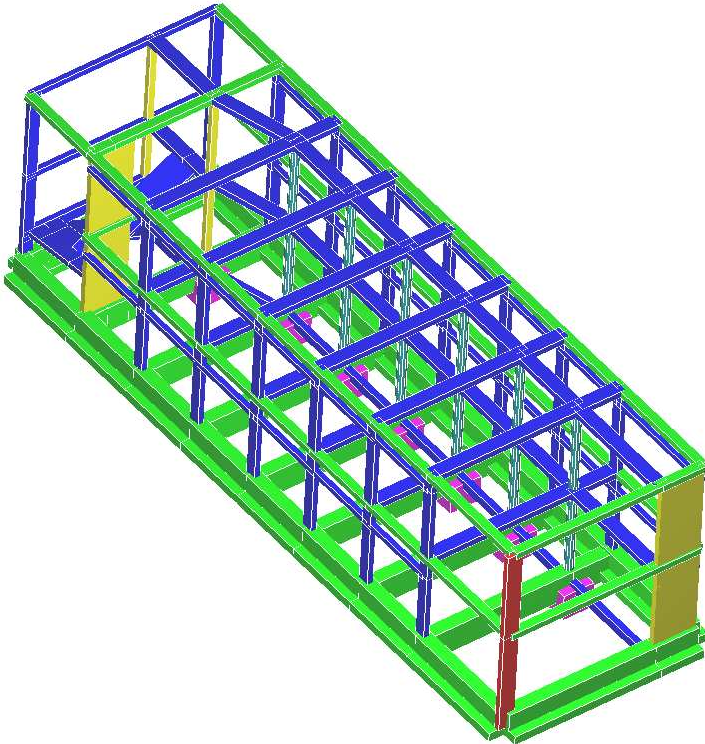
Le rigidzze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidzze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidzze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidzza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

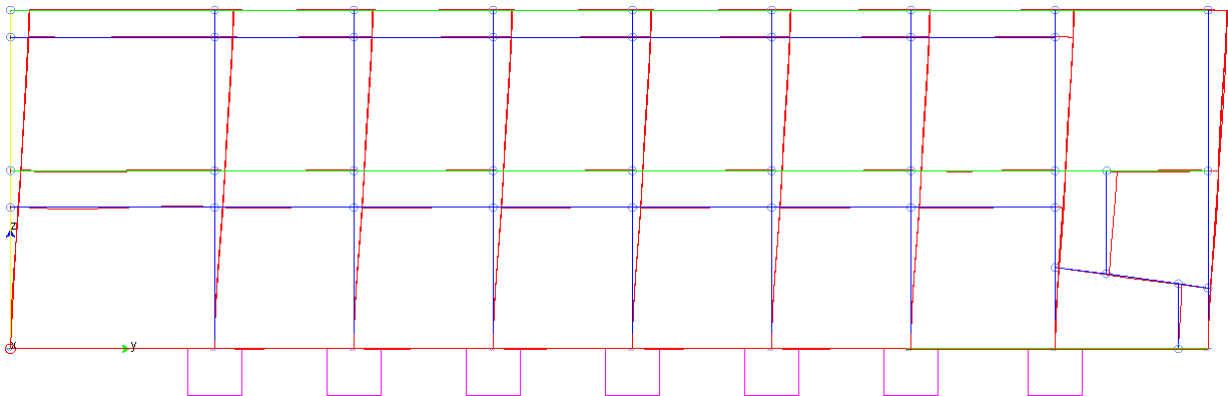
\* \* \*

## RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

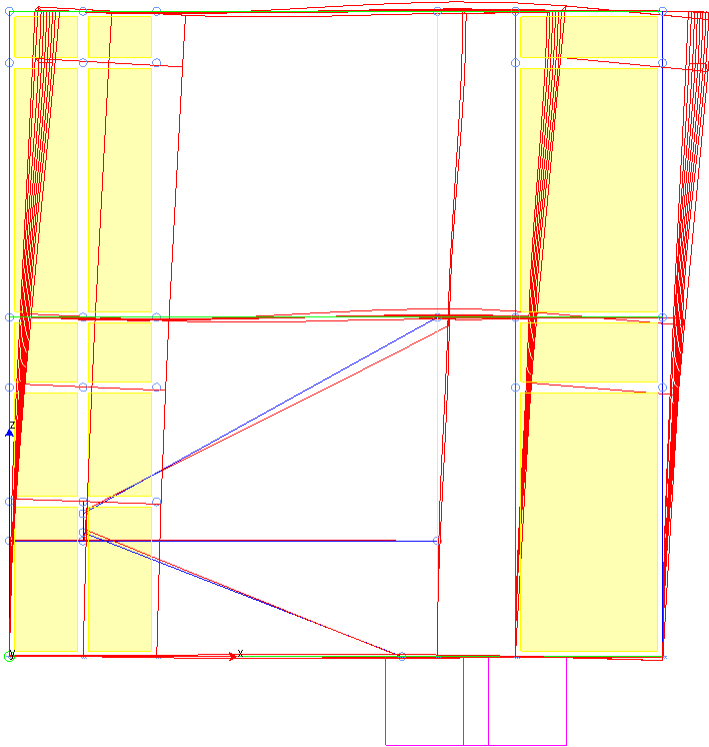
CORPO A:



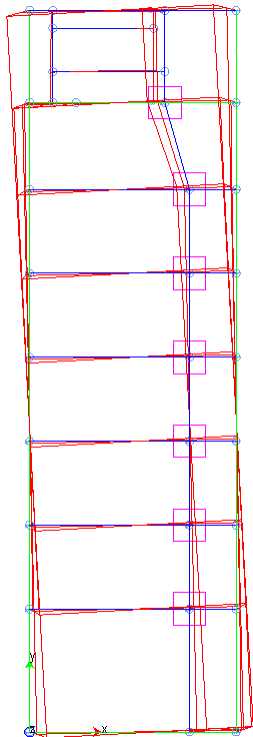
PRIMO MODO DI VIBRARE: (T=0.51S)



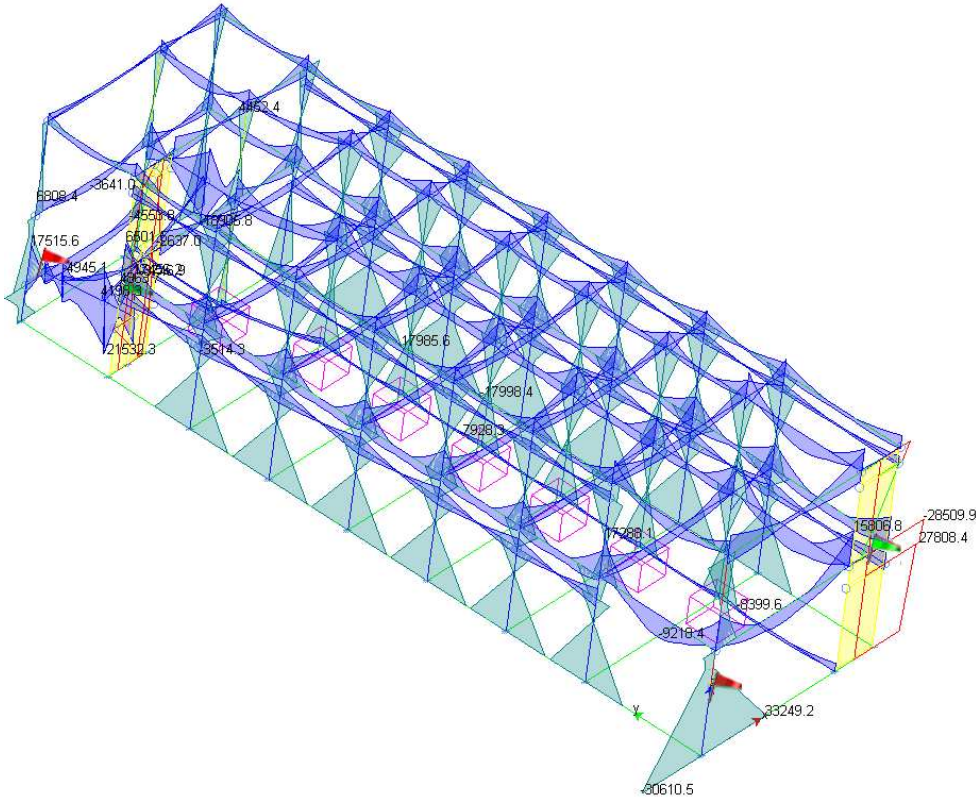
SECONDO MODO DI VIBRARE: (T=0.44S)



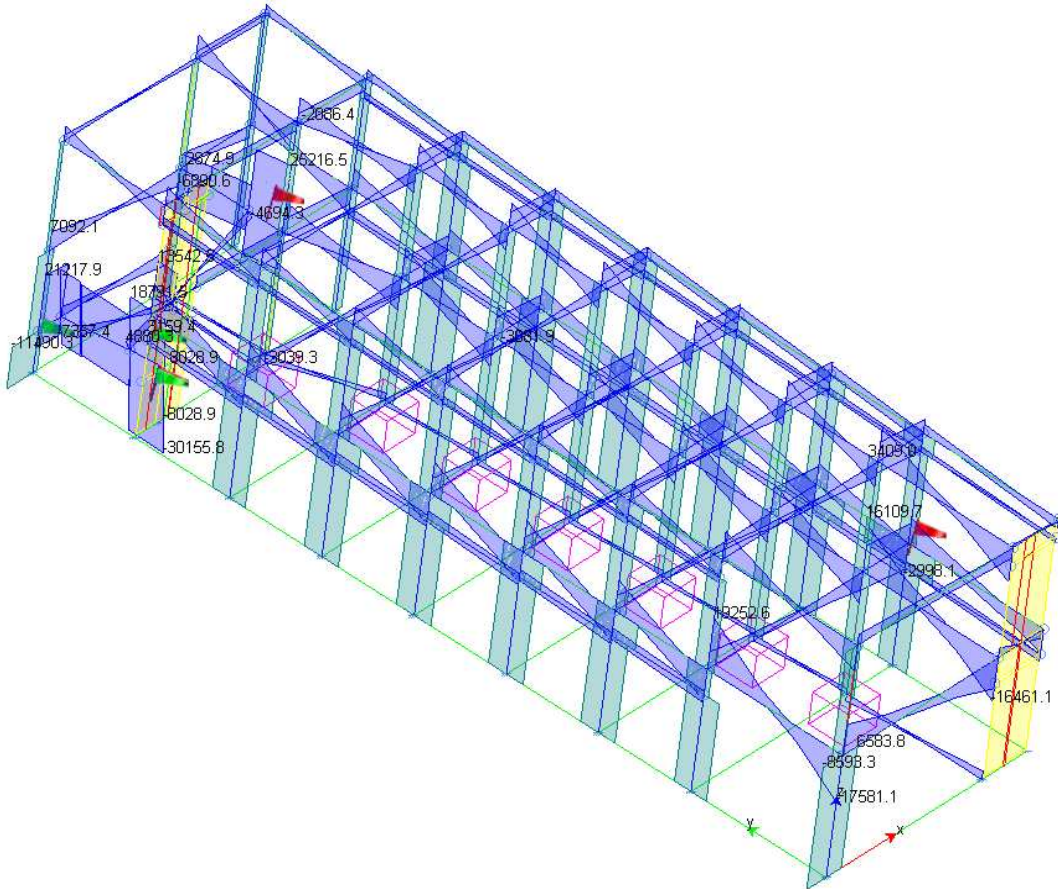
TERZO MODO DI VIBRARE: (T=0.32S)



### INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI:

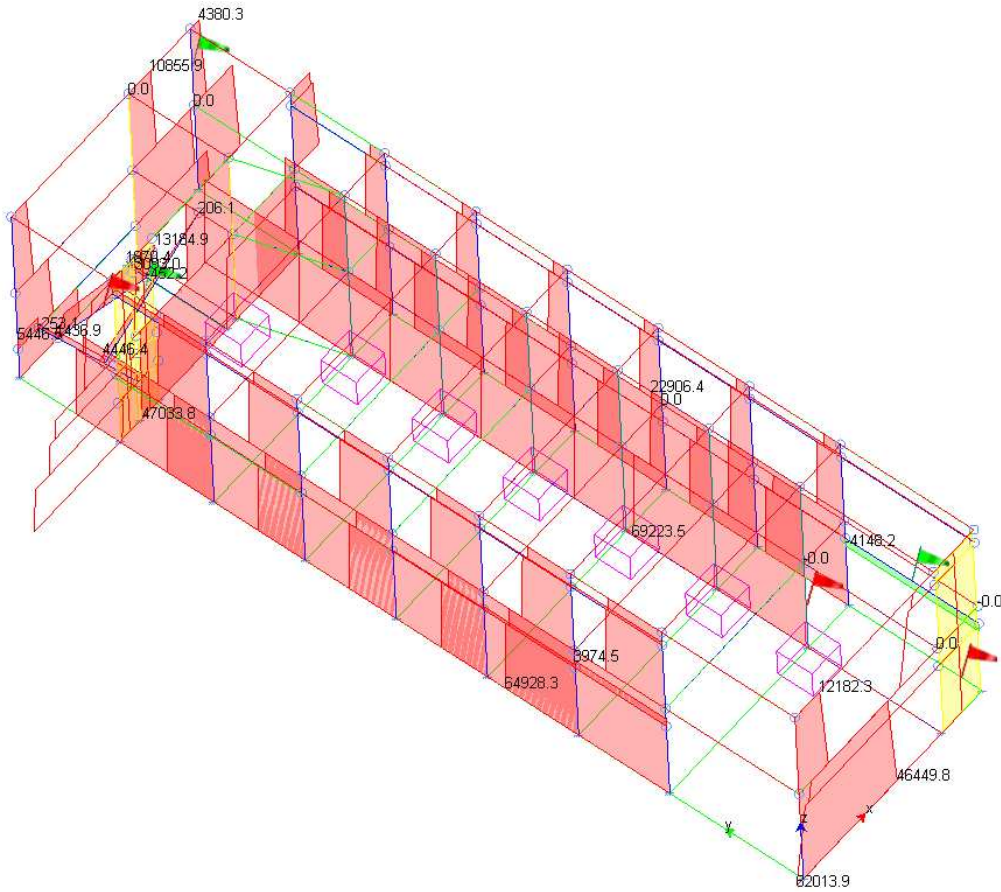


### INVILUPPO TAGLIO:

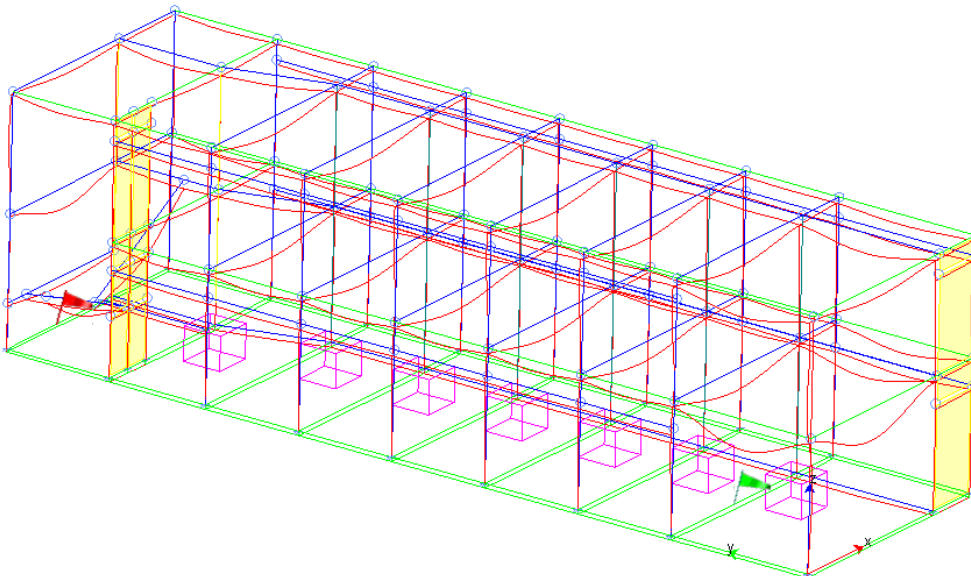




## INVILUPPO SFORZO NORMALE:

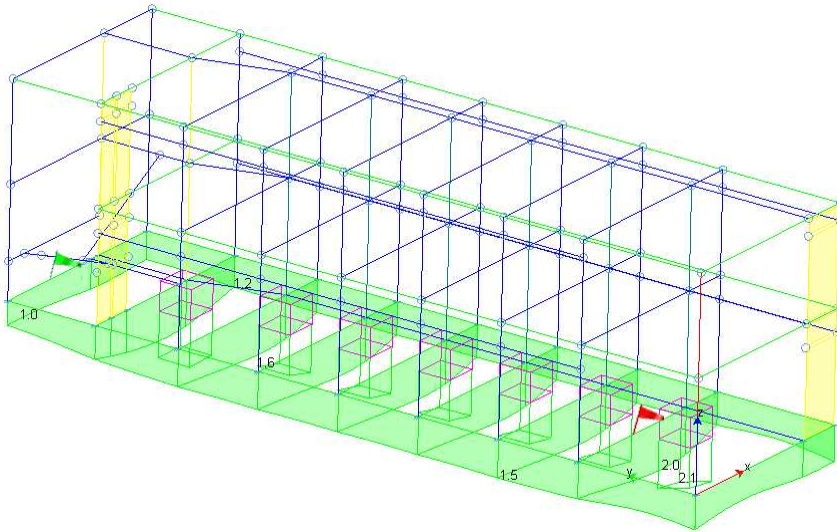


## DEFORMATA STATICA:

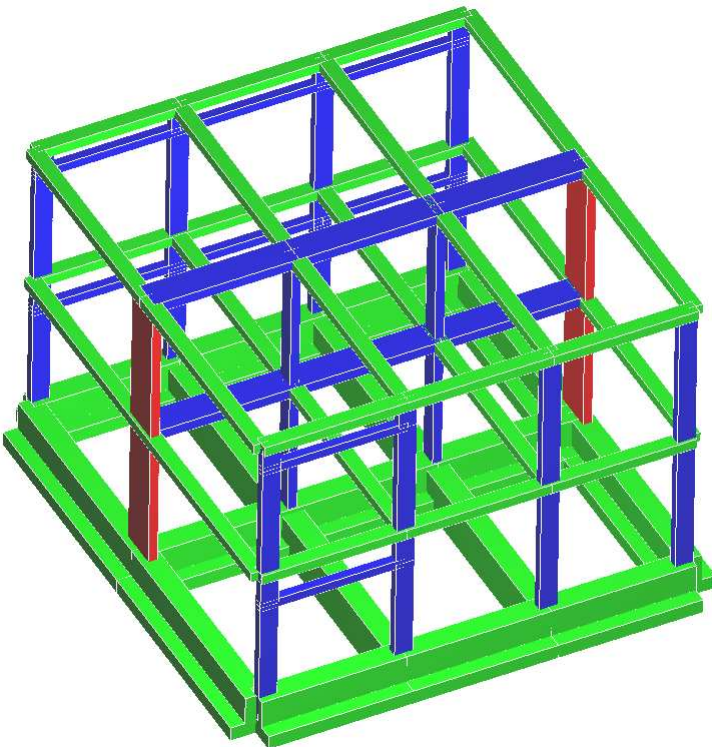




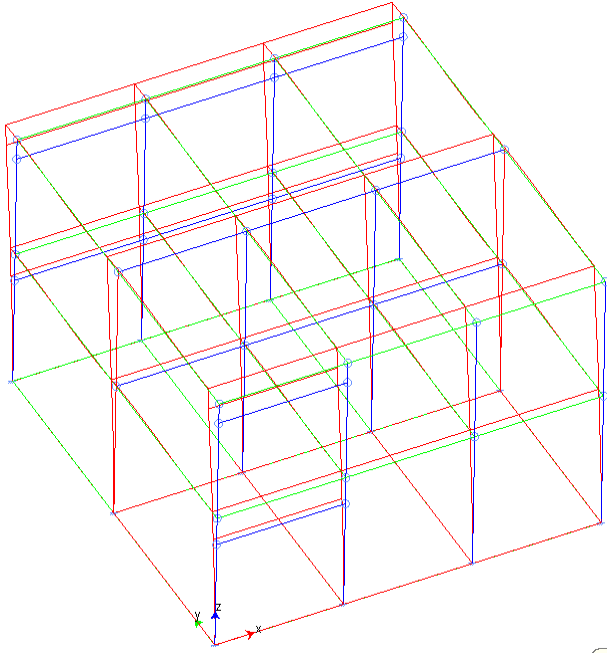
TENSIONE SUL TERRENO:



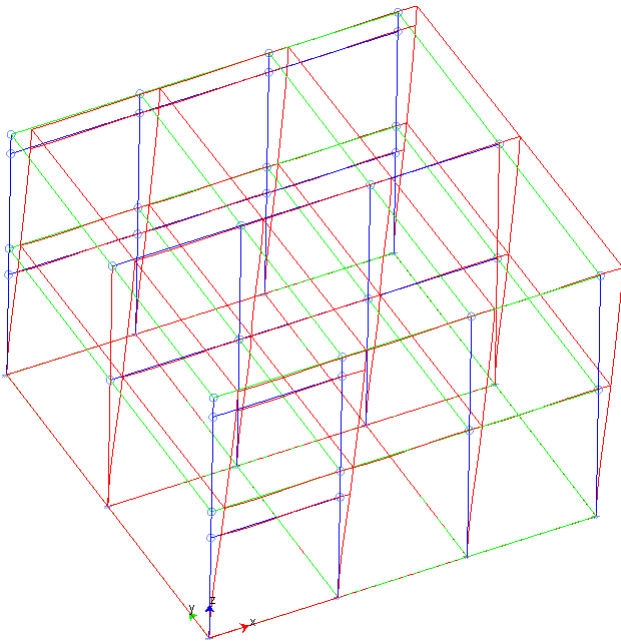
CORPO B:



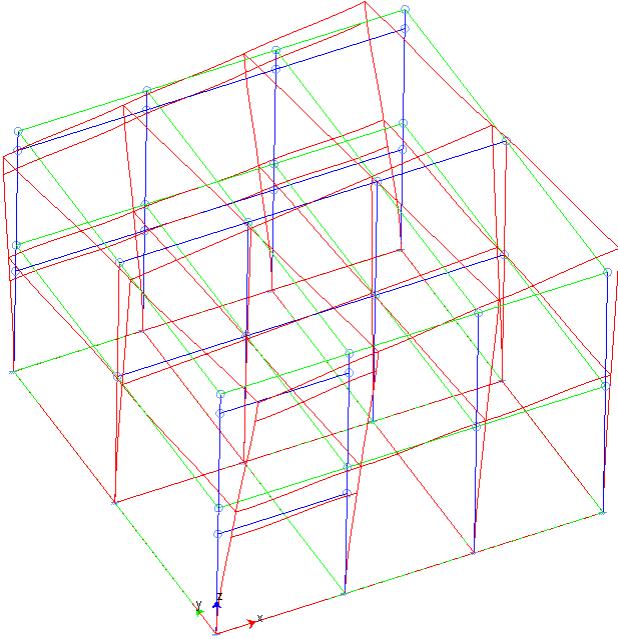
PRIMO MODO DI VIBRARE: (T=0.63S)



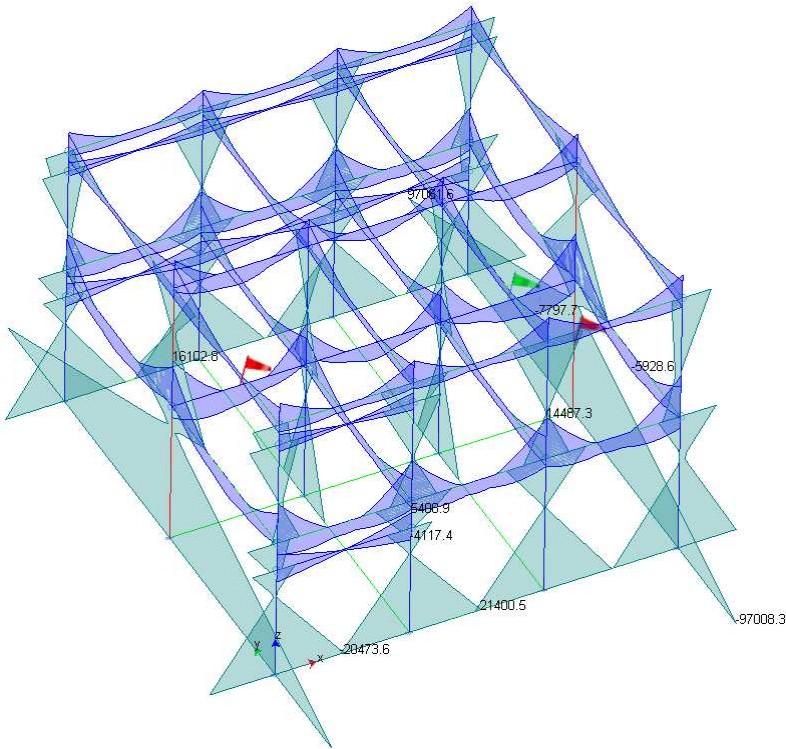
SECONDO MODO DI VIBRARE: (T=0.62S)



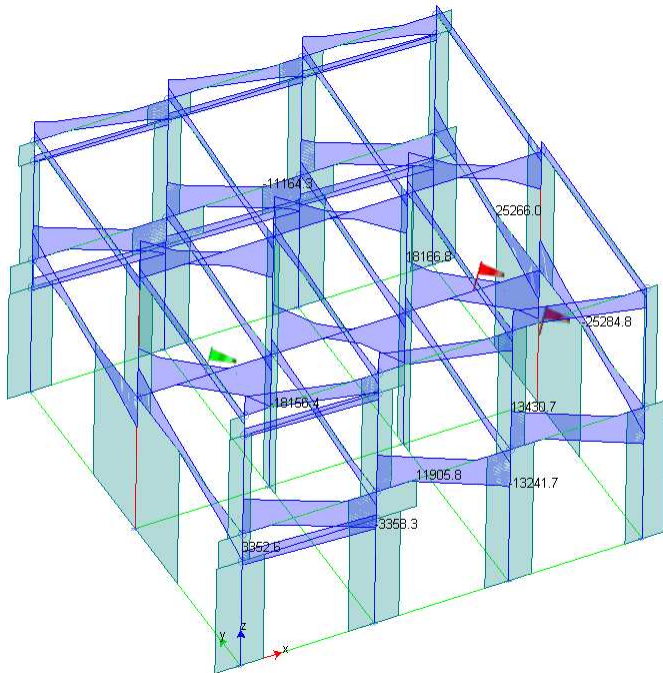
TERZO MODO DI VIBRARE: (T=0.41S)



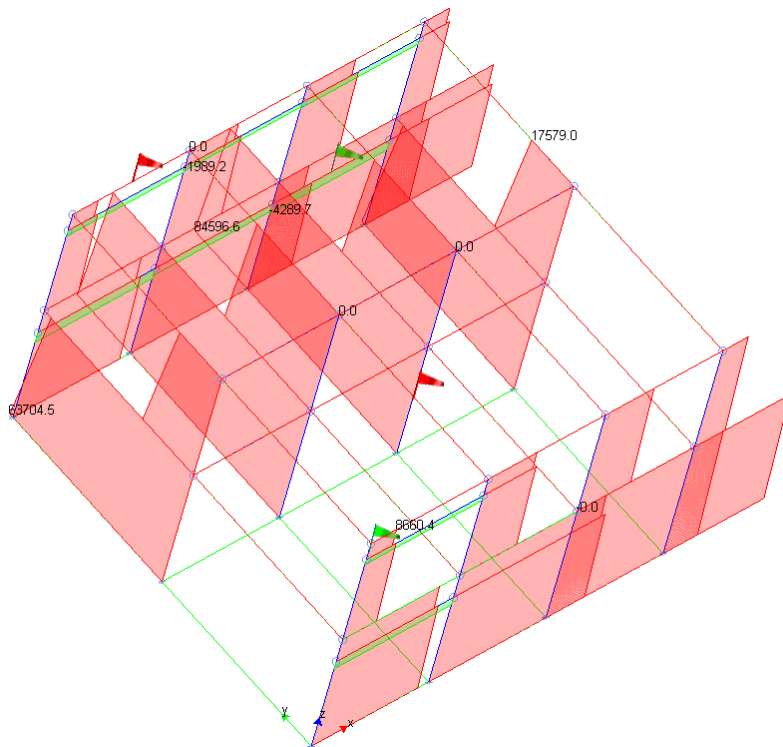
INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI:



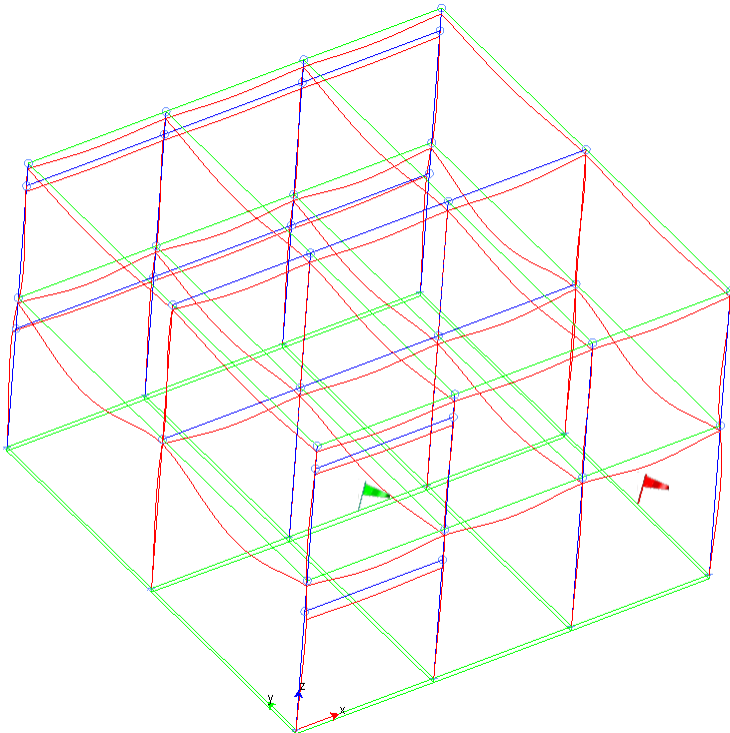
INVILUPPO TAGLIO:



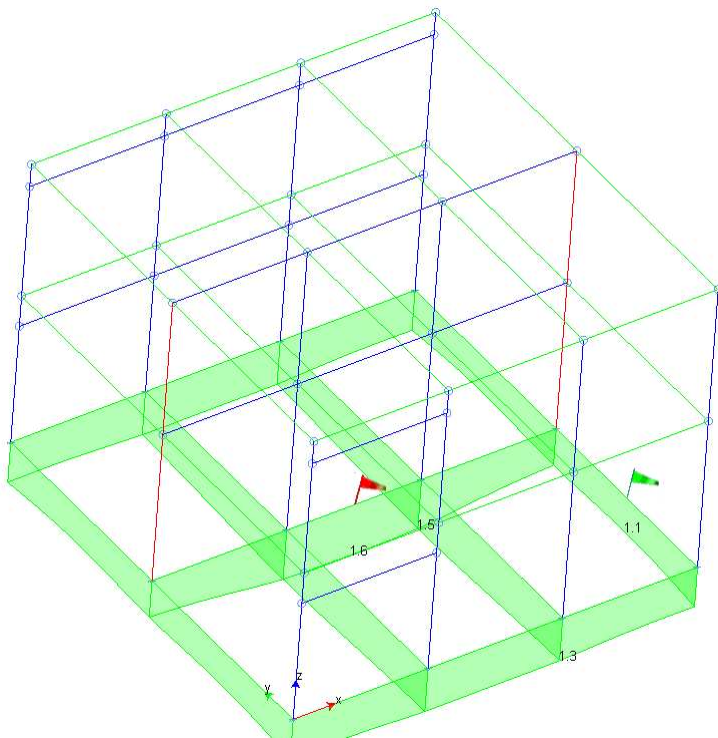
INVILUPPO SFORZO NORMALE:



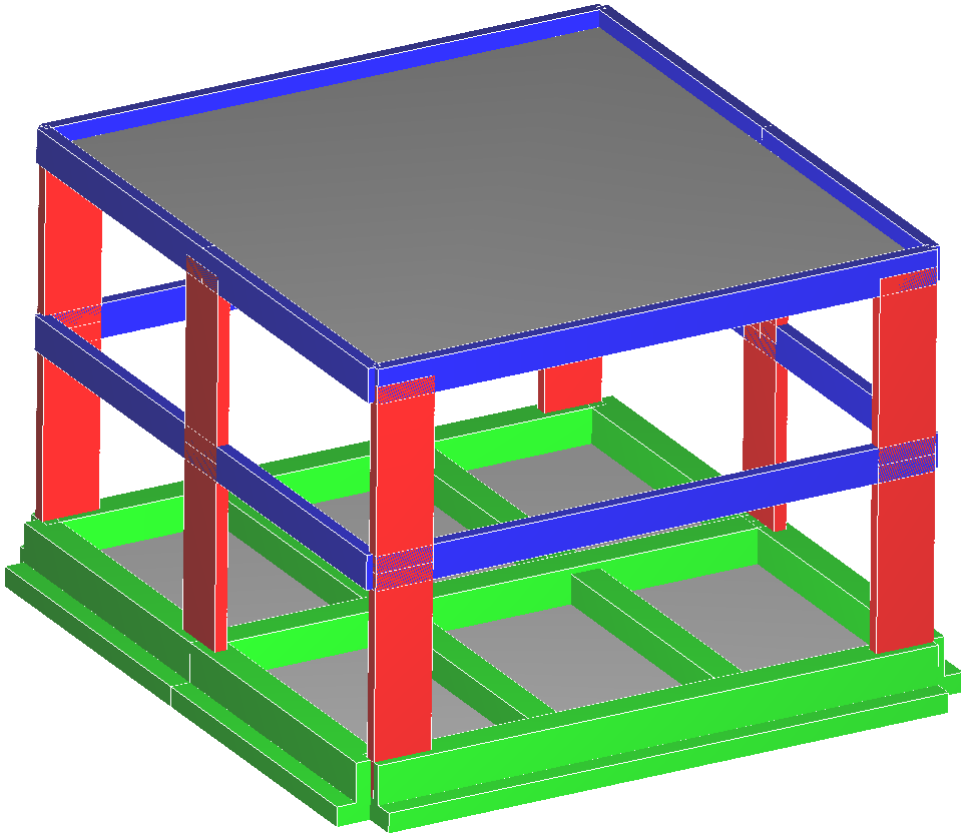
DEFORMATA STATICA:



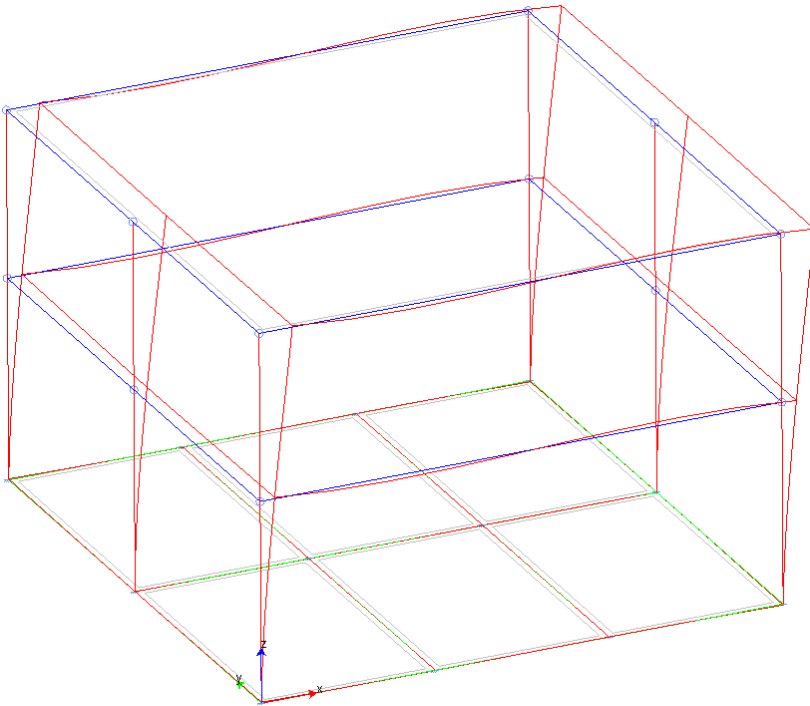
TENSIONE SUL TERRENO:



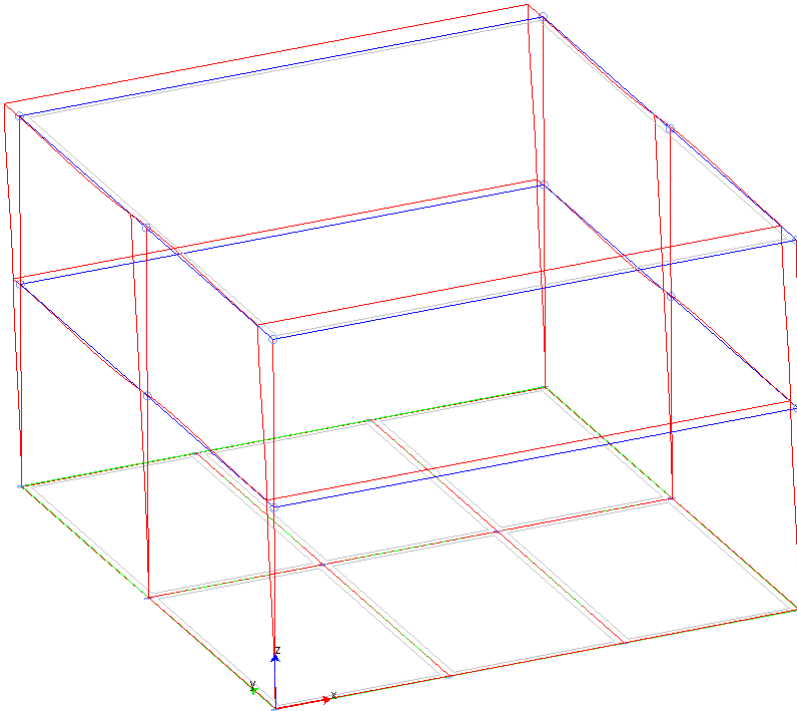
CORPO C:



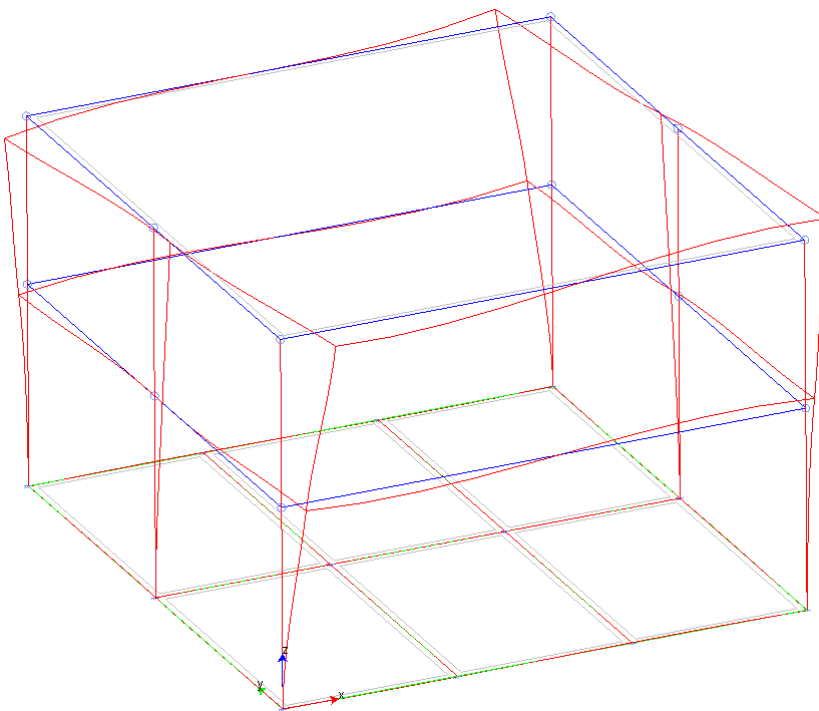
PRIMO MODO DI VIBRARE: (T=0.44S)



SECONDO MODO DI VIBRARE: (T=0.39S)

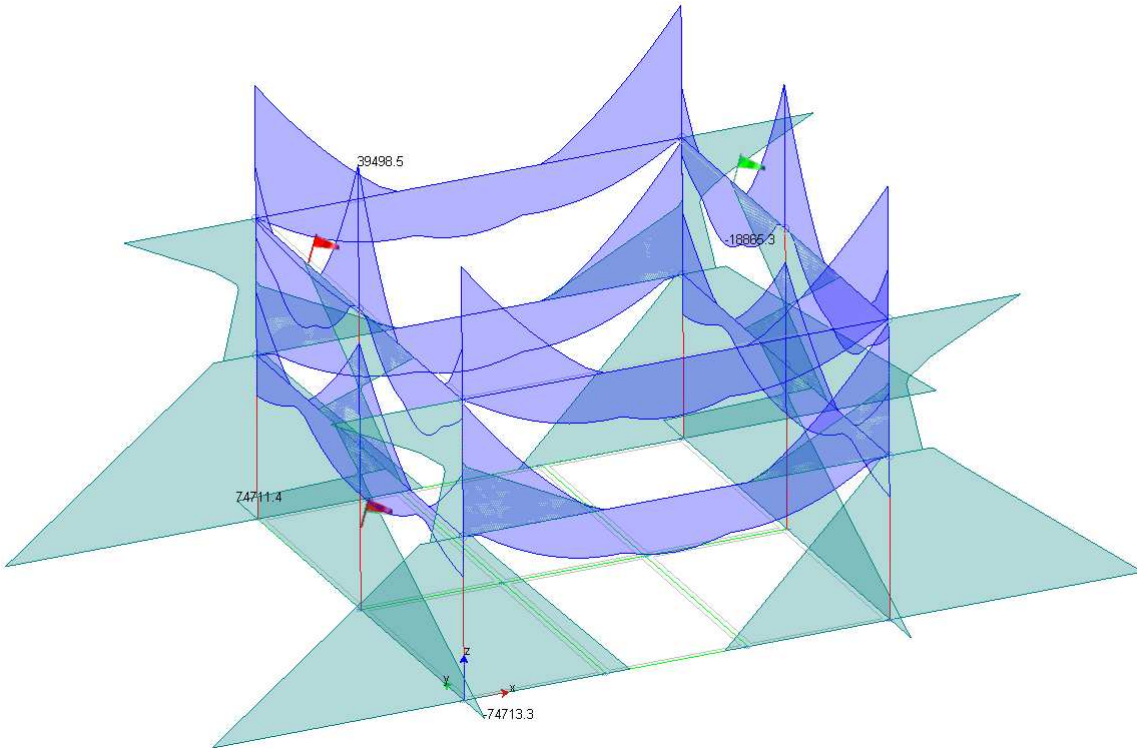


TERZO MODO DI VIBRARE: (T=0.41S)

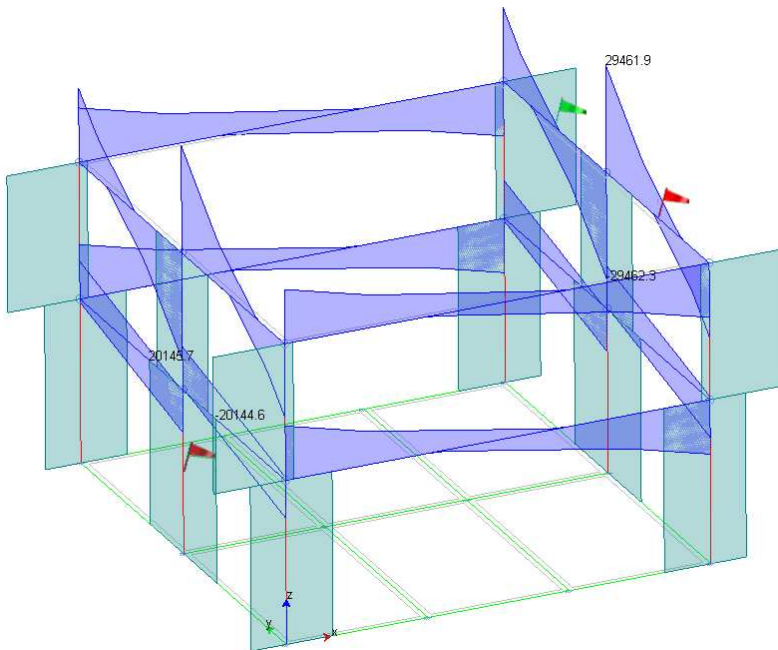




### INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI:

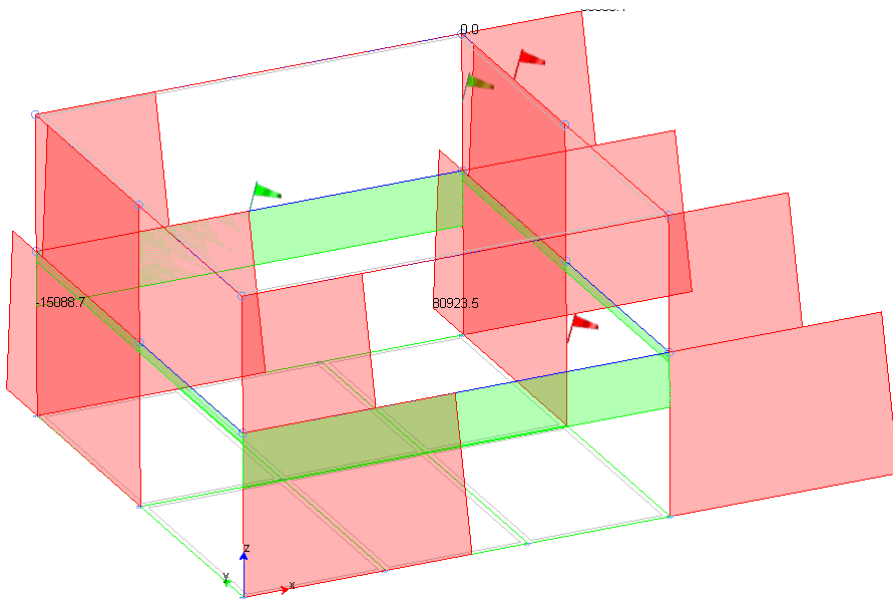


### INVILUPPO TAGLIO:

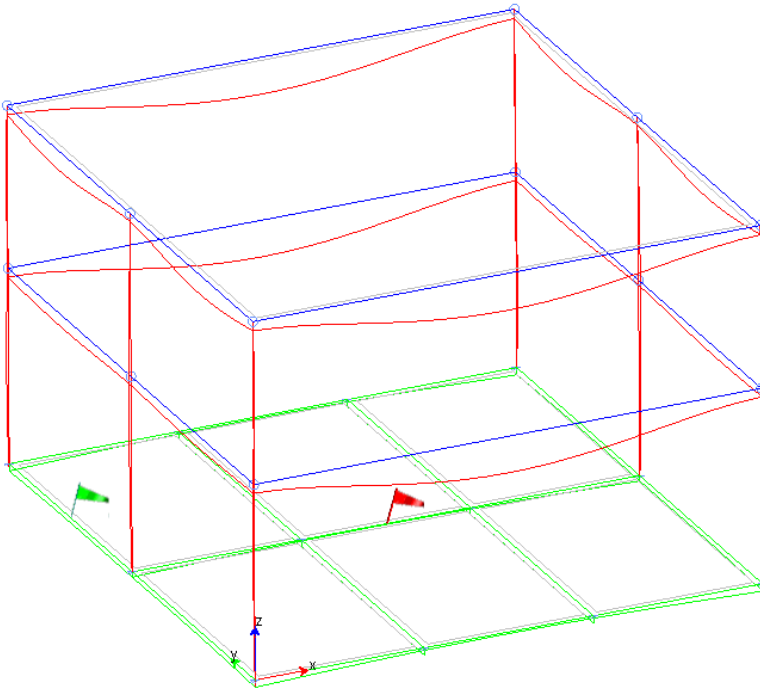




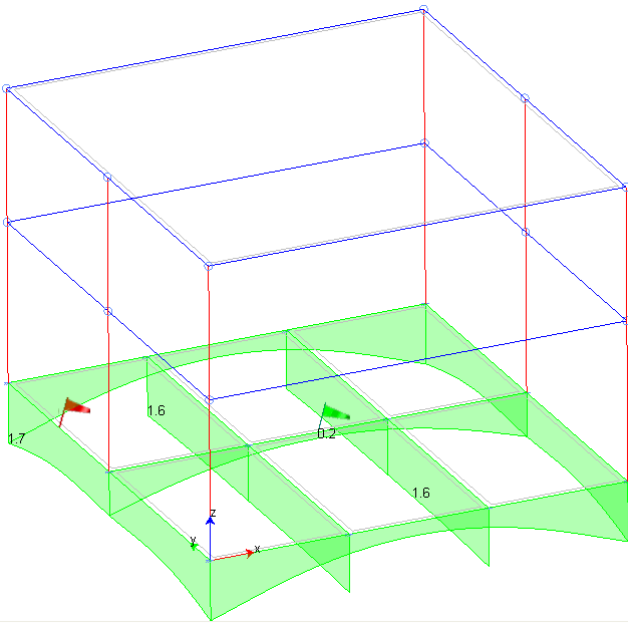
### INVILUPPO SFORZO NORMALE:



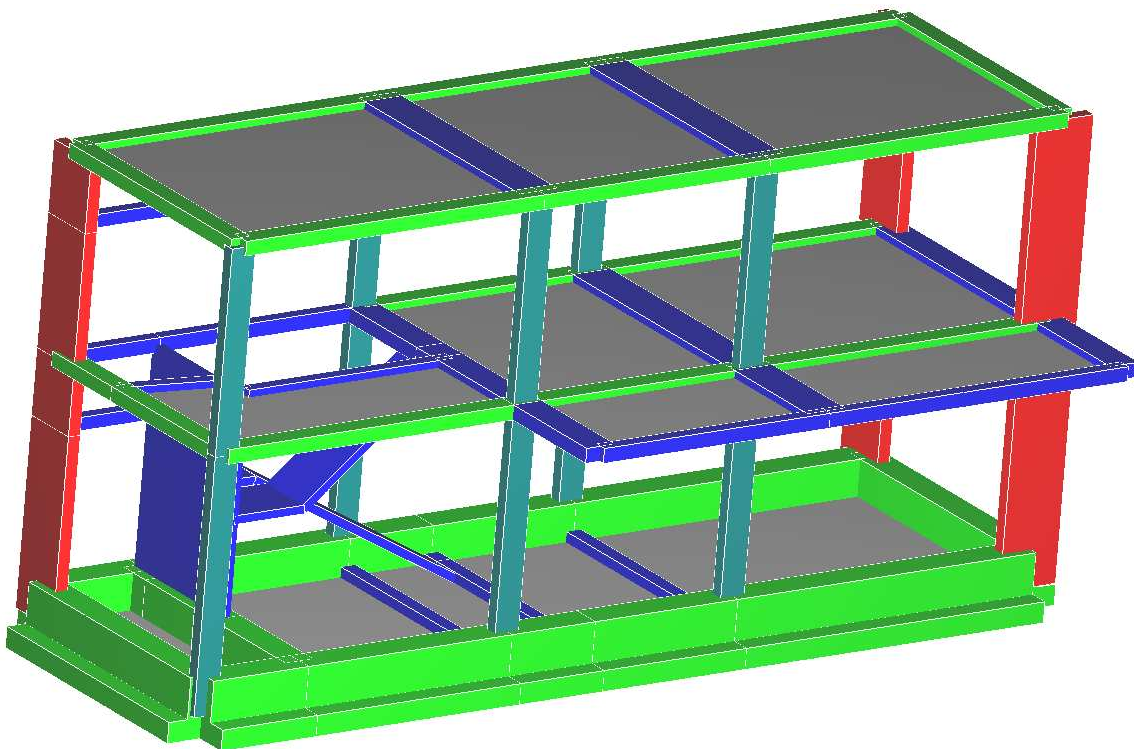
### DEFORMATA STATICA:



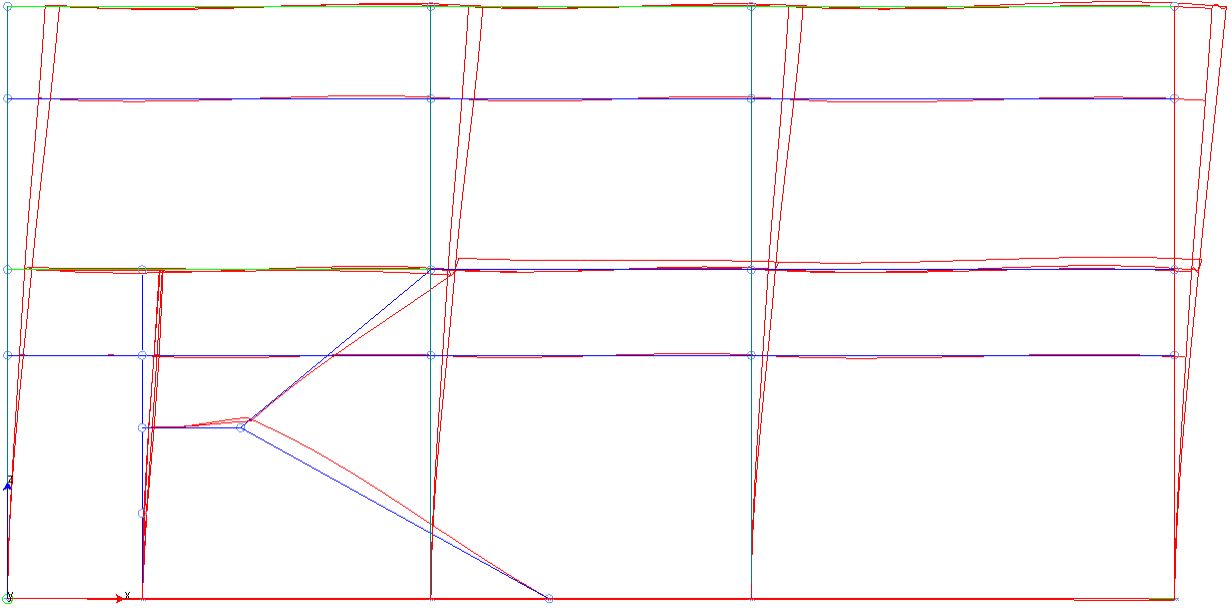
TENSIONE SUL TERRENO:



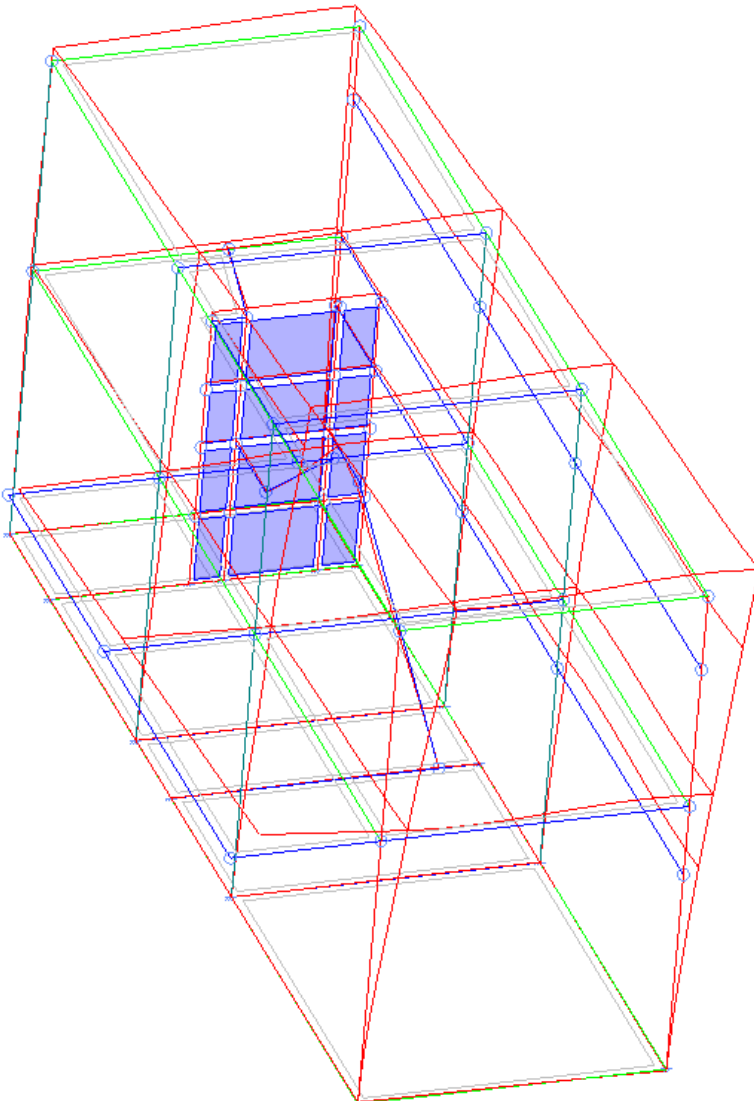
CORPO D:



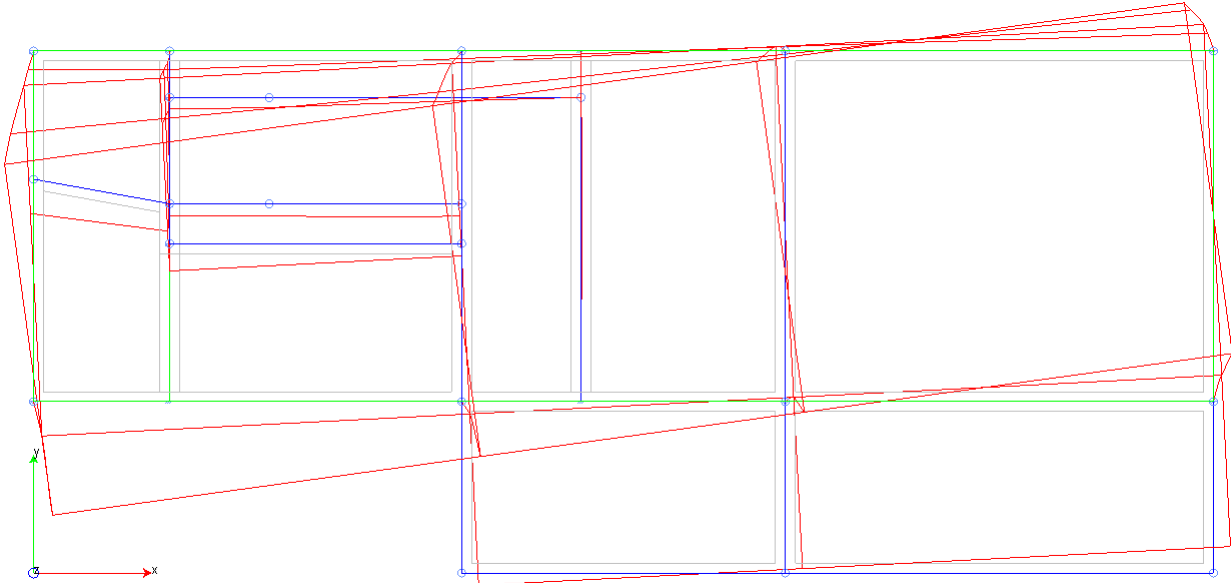
PRIMO MODO DI VIBRARE: (T=0.51S)



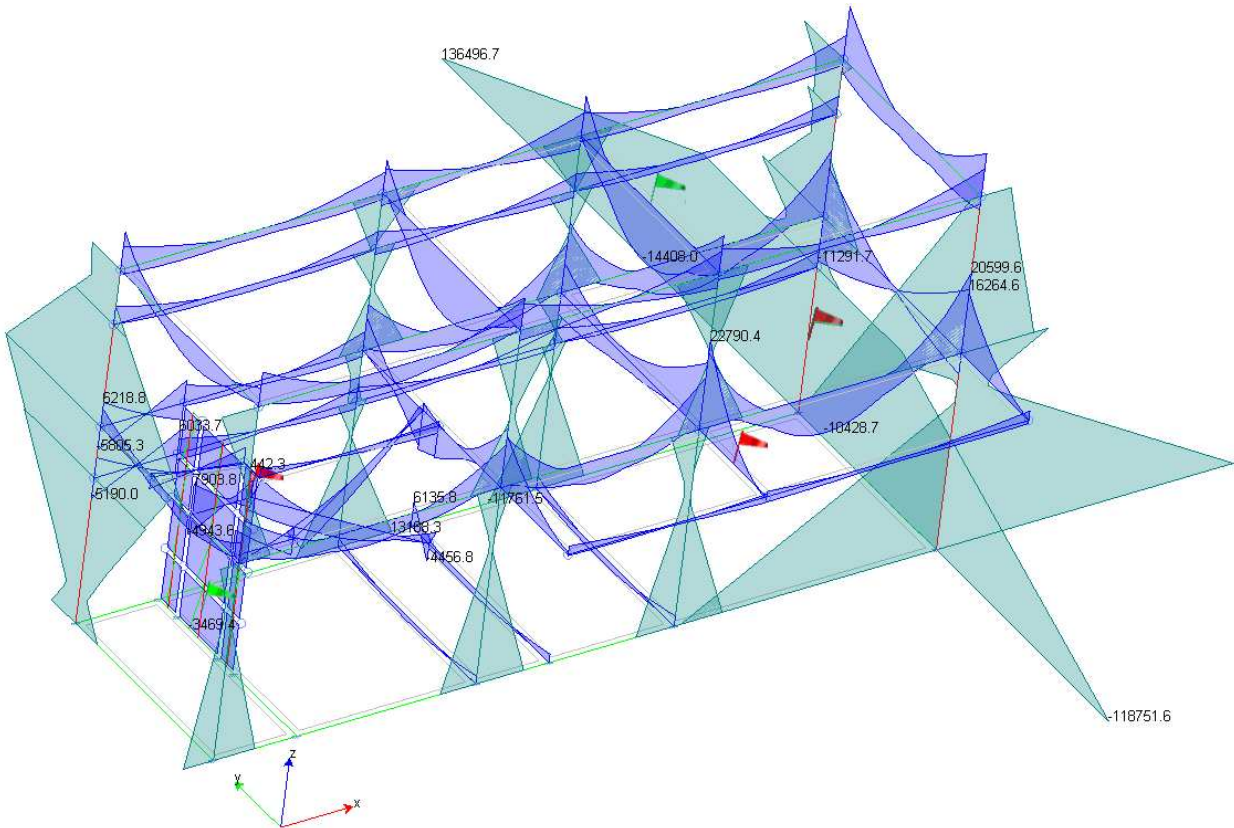
SECONDO MODO DI VIBRARE: (T=0.49S)



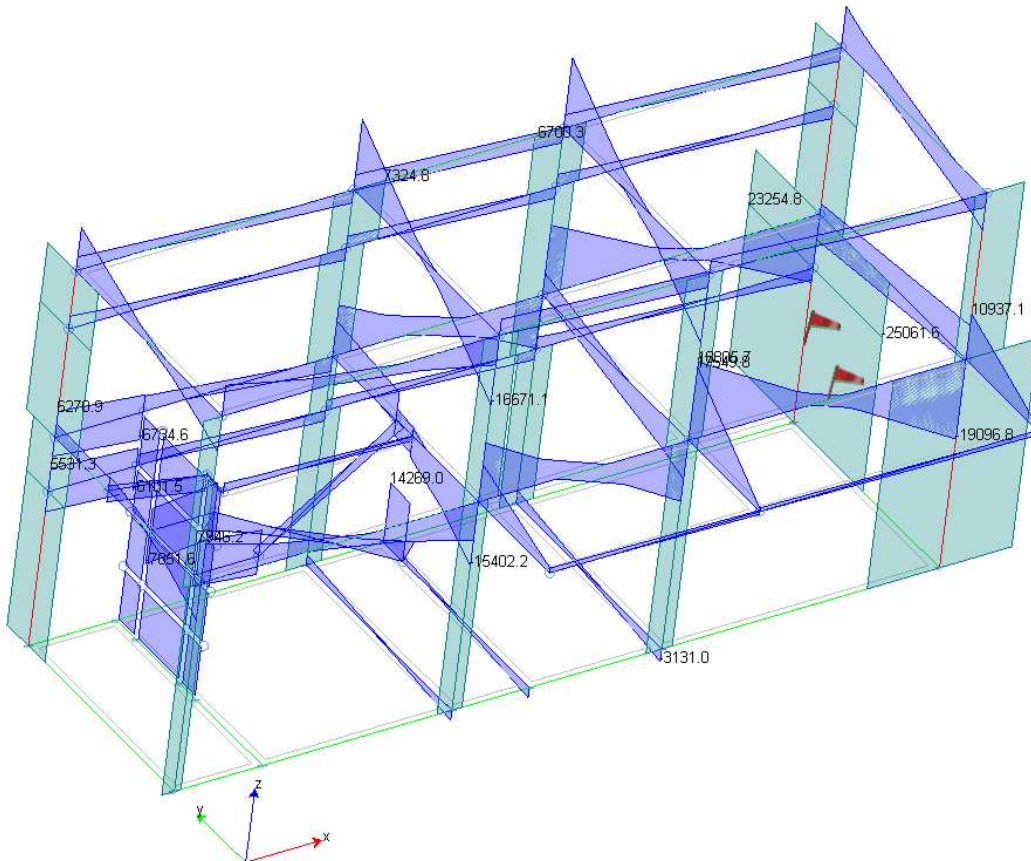
### TERZO MODO DI VIBRARE: (T=0.28S)



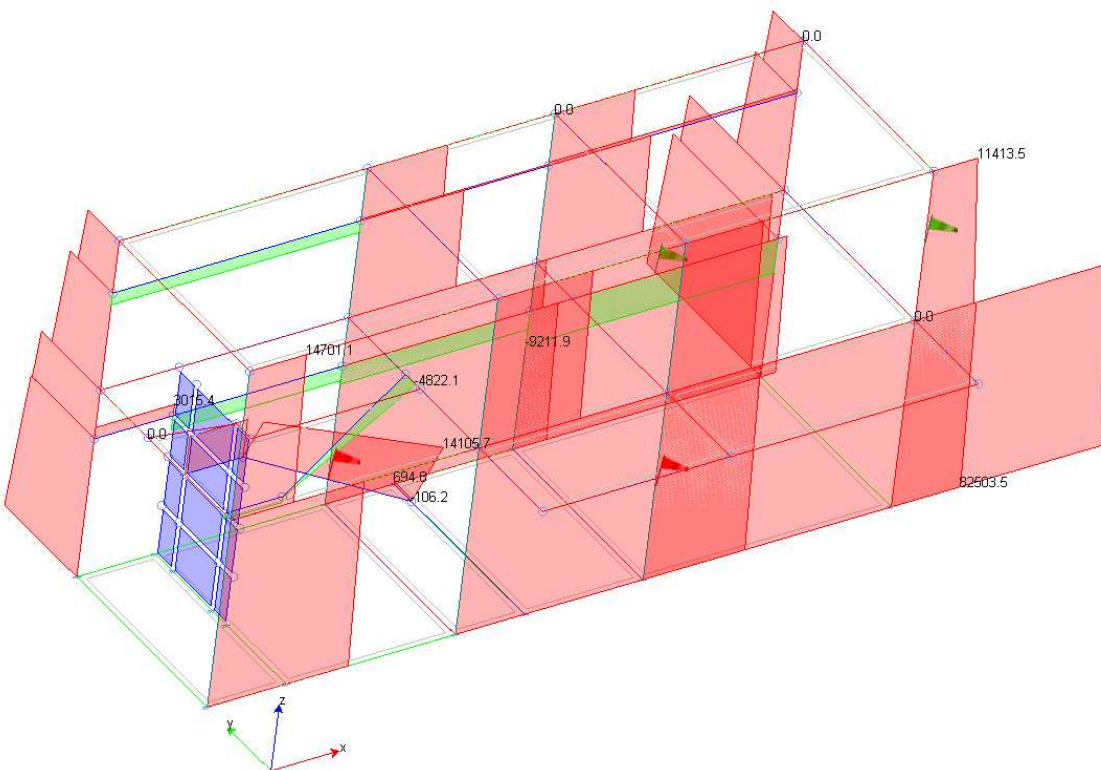
### INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI:



INVILUPPO TAGLIO:

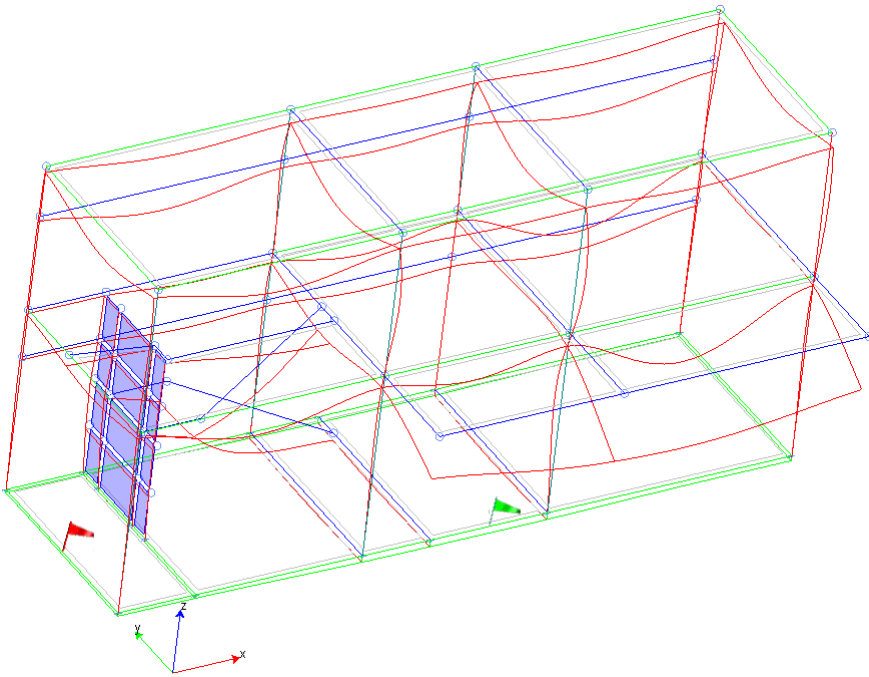


INVILUPPO SFORZO NORMALE:

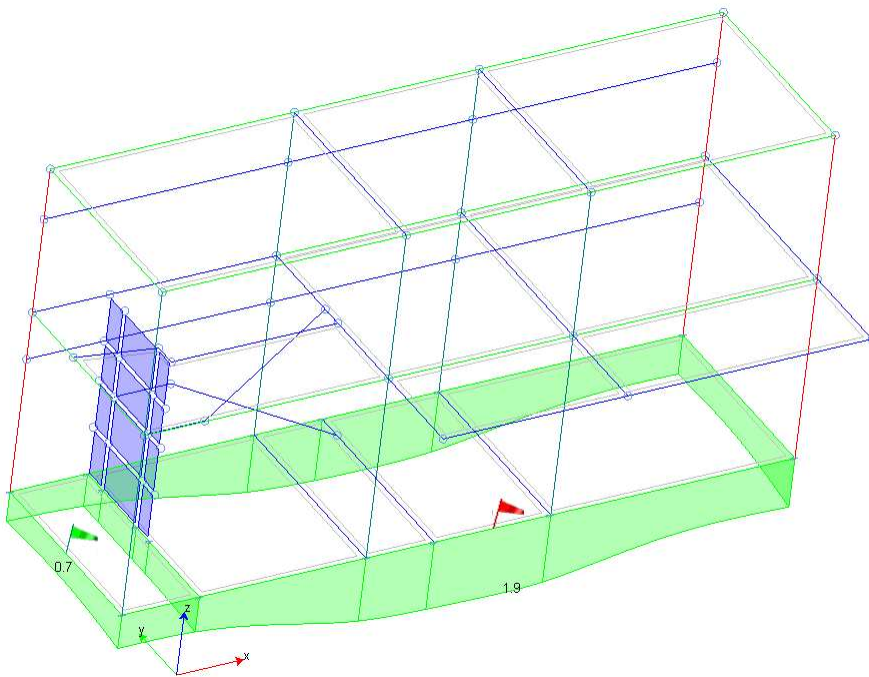




DEFORMATA STATICA:

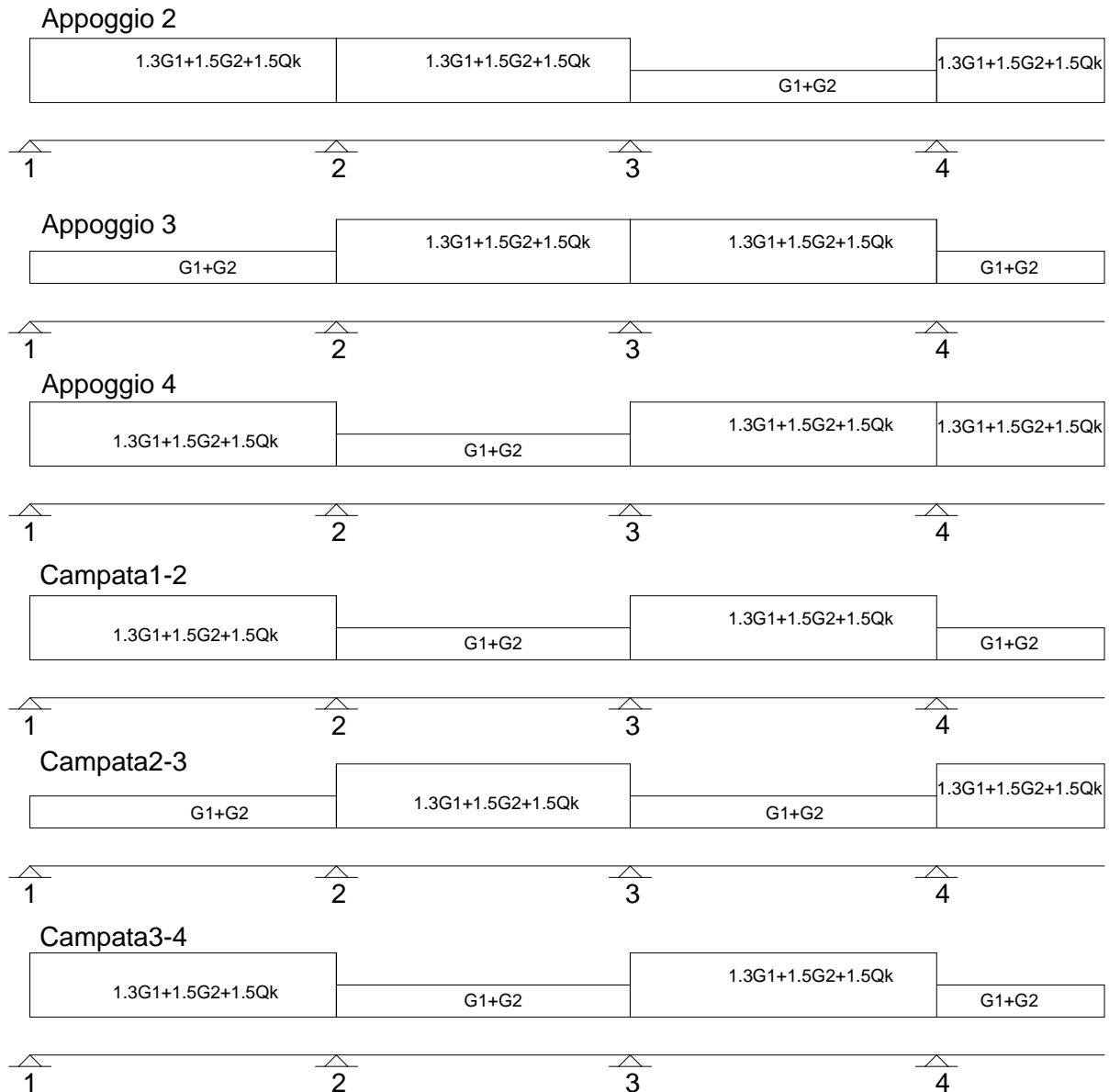


TENSIONE SUL TERRENO:

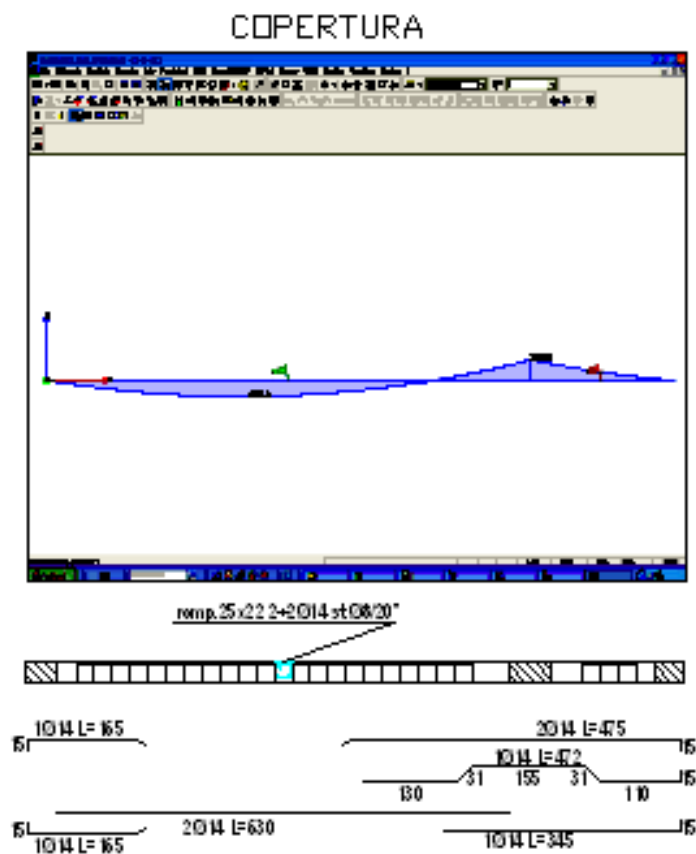
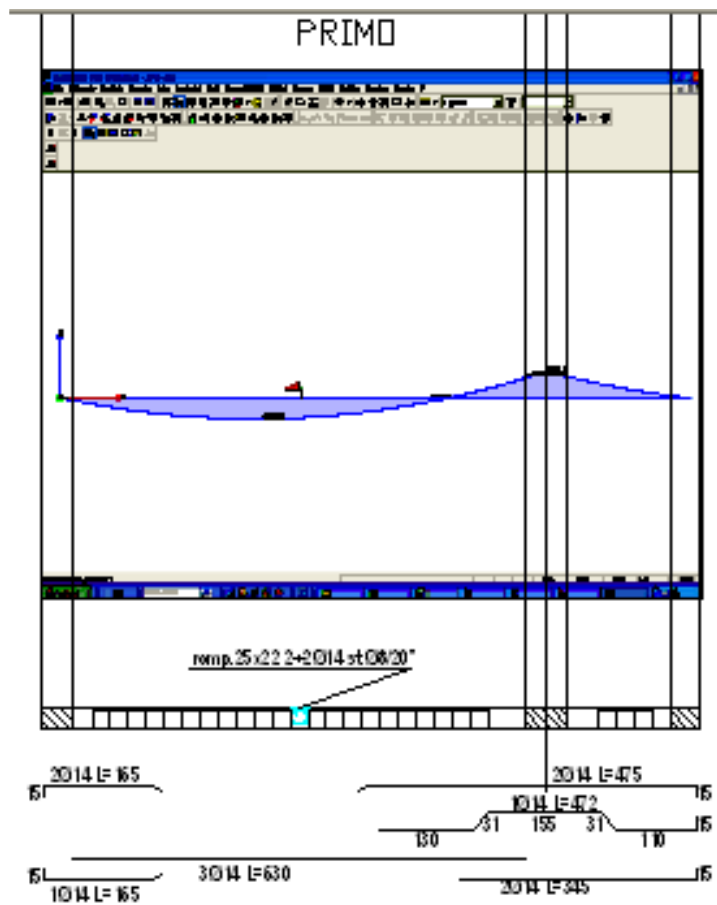


## VERIFICA SOLAI LATERO CEMENTO

I solai sono stati verificati con il momento massimo sia nelle campate che agli appoggi determinato combinando i carichi secondo i coefficienti SLU che peggiorano la sezione interessata. Il carico in pratica è stato inserito a “scacchiera” secondo il seguente schema tipo:



CORPO A:





## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

**Momento positivo-CAMPATA**

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518 \text{ m}$$

$$Ncd=0.85fcd0.8xb= \quad 299.6615953 \text{ KN}$$

$$Mlim=Ncd0.9d= \quad 67.42385895 \text{ KNm}$$

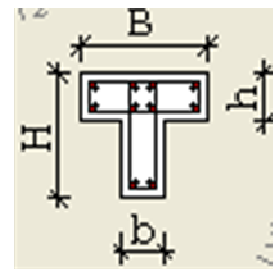
## CARATTERISTICHE TRAVETTO

B=	50	cm
H=	28	cm
b=	12	cm
h=	4	cm
d'=	3	cm
d=	25	cm

## Materiali

fcd=	16.46167	MPa
fyd=	391.3043	MPa

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	30.4	KNm
	Mlim	67.423859	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	3.45284	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	0	cm2

**Momento negativo-APPOGGI**

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518$$

$$Ncd=0.85fcd0.8xb= \quad 86.976862$$

$$Mlim=Ncd0.9d= \quad 19.56979395$$

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	33	KNm
	Mlim	19.569794	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	3.78282	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	1.5600744	cm2

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO  
UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

K=	1.894427191	Adimens.
Vmin=	0.491878671	Mpa
d=	250	mm
Ned=	0	N- COMPRESSIONE- (Newton)
Ac=	48800	mmq
sigmacp=	0	MPa
bw=	120	mm
Asl=	4.59	cmq Area armatura long.
p1=	0.0153	
Primo termine	24.15792388	KN
Secondo termine	14.75636012	KN
Vrd=	24.15792388	KN
Vsd=	24	KN

VERIFICA

## CALCOLO - SLE -

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	18	KNm
Msd(Rara)=	21	KNm

ARMATURA sulla sez. di verifica

termini dell'equazione CASO1  
a= 25

As1(Arm. Superiore)=	<input type="text" value="0"/>	cmq	b=	45
As2(Arm.Inferiore)=	<input type="text" value="3"/>	cmq	c=	-1125
			n=Ea/Ec=	15
ASSE NEUTRO			termini dell'equazione CASO2	
CASO1 X=	5.868308504		a=	6
CASO2 X=	6.114946926		b=	197
			c=	-1429
X=	<input type="text" value="6.114946926"/>	cm		
MOMENTO D'INERZIA			$\sigma_c$ =	5.57591112 < 13.0725 MPa
CASO1 Jxx=	19839.09291	cm <sup>4</sup>	$\sigma_c$ =	6.50522964 < 17.43 MPa
CASO2 Jxx=	19740.10027	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	301.355699 < 360 MPa
Jxx=	<input type="text" value="19740.10027"/>	cm <sup>4</sup>		
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6				
Msd(frequente)=	<input type="text" value="7"/>		Dati	
Msd(Quasi permanente)=	<input type="text" value="10"/>		$\varnothing_{max}$ =	<input type="text" value="16"/> mm
Tabella 4.1.IV			Es=	<input type="text" value="210000"/> MPa
Condizioni ambientali	<input type="text" value="ORDINARIE"/>		$\sigma_s$ (freq)=	100.4519 MPa
Armatura	<input type="text" value="POCO SENSIBILE"/>		$\sigma_s$ (q.perm)=	143.5027 MPa
			Ac=	20288 mmq
Calcolo diretto				
Wmax(freq)=	0.128259535	<w3	w3=	0.4 mm
Wmax(quasi perm.)=	0.293829545	<w2	w2=	0.3 mm
<b>APPOGGIO</b>				
Msd(Quasi permanente)=	<input type="text" value="23"/>	KNm		
Msd(Rara)=	<input type="text" value="26"/>	KNm		
ARMATURA sulla sez. di verifica			termini dell'equazione	
As1(Arm. Superiore)=	<input type="text" value="4.59"/>	cmq	a=	6
As2(Arm.Inferiore)=	<input type="text" value="2.26"/>	cmq	b=	102.75
			c=	-1822.95
ASSE NEUTRO			$\sigma_c$ =	11.9010596 < 13.0725 MPa
X=	10.85762889	cm	$\sigma_c$ =	13.4533717 < 17.43 MPa
Jxx=	20983.46481	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	262.851001 < 360 MPa
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6				
Msd(frequente)=	<input type="text" value="10"/>	KNm	Dati	
Msd(Quasi permanente)=	<input type="text" value="9"/>	KNm	$\varnothing_{max}$ =	<input type="text" value="16"/> mm
Tabella 4.1.IV			Es=	<input type="text" value="210000"/> MPa
Condizioni ambientali	<input type="text" value="ORDINARIE"/>		$\sigma_s$ (freq)=	101.0965 MPa
Armatura	<input type="text" value="POCO SENSIBILE"/>		$\sigma_s$ (q.perm)=	90.98688 MPa
			Ac=	20288 mmq
Calcolo diretto				
Wmax(freq)=	0.130738766	<w3	w3=	0.4 mm
Wmax(quasi perm.)=	0.09185784	<w2	w2=	0.3 mm

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

**Momento positivo-CAMPATA**

$x=0.259d$                       0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$                               0.0518 m  
 $N_{cd}=0.85f_{cd}0.8xb=$               299.661595 KN  
 $M_{lim}=N_{cd}0.9d=$                       67.423859 KNm

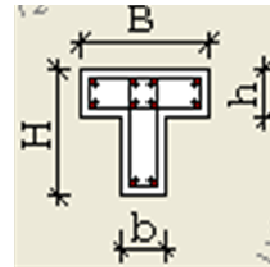
## CARATTERISTICHE TRAVETTO

$B=$                                       50 cm  
 $H=$                                       28 cm  
 $b=$                                       12 cm  
 $h=$                                       4 cm  
 $d'=$                                       3 cm  
 $d=$                                       25 cm

## Materiali

$f_{cd}=$                                       16.462 MPa  
 $f_{yd}=$                                       391.3 MPa

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	<b>Msd=</b>	<b>23.5</b>	KNm
	<b>Mlim</b>	<b>67.423859</b>	KNm
TRAZIONE	<b>Ares(prog)=</b>	<b>2.66914</b>	cm <sup>2</sup>
	<b>d=</b>	0.25	m
	<b>d'=</b>	0.03	m
COMPRESS	<b>Ares(prog)=</b>	0	cm <sup>2</sup>

**Momento negativo-APPOGGI**

$x=0.259d$                       0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$                               0.0518 m  
 $N_{cd}=0.85f_{cd}0.8xb=$               86.976862  
 $M_{lim}=N_{cd}0.9d=$                       19.569794

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	<b>Msd=</b>	<b>26.5</b>	KNm
	<b>Mlim</b>	<b>19.569794</b>	KNm
TRAZIONE	<b>Ares(prog)=</b>	<b>3.02777</b>	cm <sup>2</sup>
	<b>d=</b>	0.25	m
	<b>d'=</b>	0.03	m
COMPRESS	<b>Ares(prog)=</b>	0.80502394	cm <sup>2</sup>

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO  
UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

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

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

K=	1.89442719	Adimens.
Vmin=	0.49187867	Mpa
d=	250	mm
Ned=	0	N- COMPRESSIONE-(Newton)
Ac=	48800	mmq
sigmacp=	0	MPa
bw=	120	mm
Asl=	4.59	cmq Area armatura long
p1=	0.0153	
Primo termine	24.1579239	KN
Secondo termine	14.7563601	KN
Vrd=	24.1579239	KN
Vsd=	24	KN

VERIFICA

## CALCOLO - SLE -

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	16	KNm
Msd(Rara)=	20	KNm

termini dell'equazione CASO1

ARMATURA sulla sez. di verifica	a=	25
As1(Arm. Superiore)=	b=	45

As2(Arm.Inferiore)=	3	cmq		c=	-1125	
				n=Ea/Ec=	15	
ASSE NEUTRO				termini dell'equazione CASO2		
CASO1 X=	5.8683085			a=	6	
CASO2 X=	6.11494693			b=	197	
				c=	-1429	
X=	6.11494693	cm				
MOMENTO D'INERZIA			$\sigma_c$ =	4.9564	<	13.073 MPa
CASO1 Jxx=	19839.0929	cm <sup>4</sup>	$\sigma_c$ =	6.1955	<	17.43 MPa
CASO2 Jxx=	19740.1003	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	287.01	<	360 MPa
Jxx=	19740.1003	cm <sup>4</sup>				
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6						
Msd(frequente)=	7		Dati			
Msd(Quasi permanente)=	10		$\varnothing_{max}$ =	16	mm	
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa	
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	100.4519	MPa	
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	143.5027	MPa	
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq	
Wmax(freq)=	0.12825953	<w3	w3=	0.4	mm	
Wmax(quasi perm.)=	0.29382954	<w2	w2=	0.3	mm	

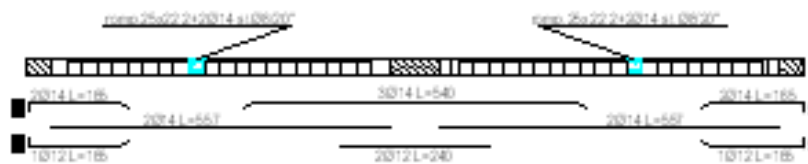
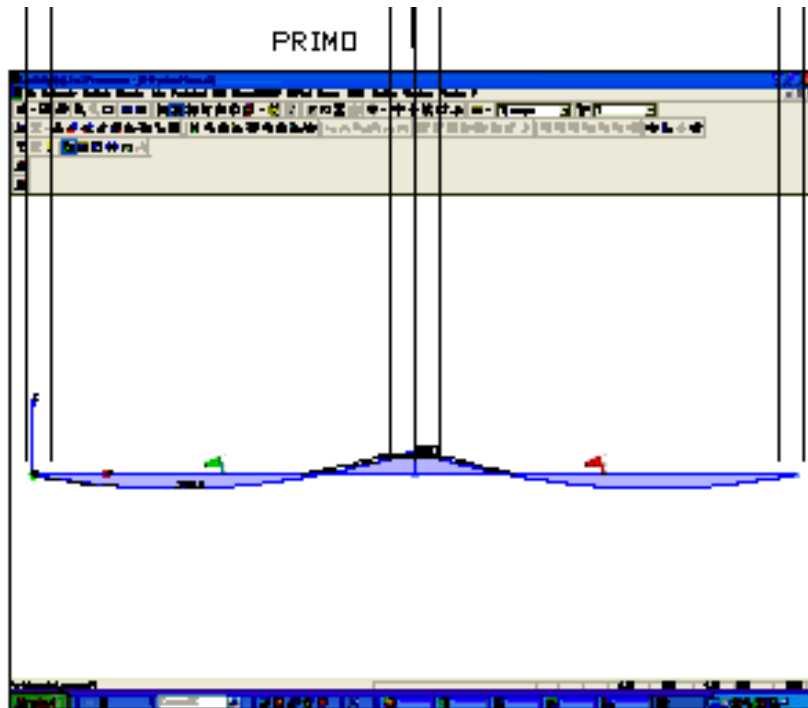
### APPOGGIO

Msd(Quasi permanente)=	20	KNm				
Msd(Rara)=	22	KNm				
ARMATURA sulla sez. di verifica				termini dell'equazione		
As1(Arm. Superiore)=	4.59	cmq		a=	6	
As2(Arm.Inferiore)=	2.26	cmq		b=	102.75	
				c=	-1822.95	
ASSE NEUTRO			$\sigma_c$ =	10.349	<	13.073 MPa
X=	10.8576289	cm	$\sigma_c$ =	11.384	<	17.43 MPa
Jxx=	20983.4648	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	222.41	<	360 MPa

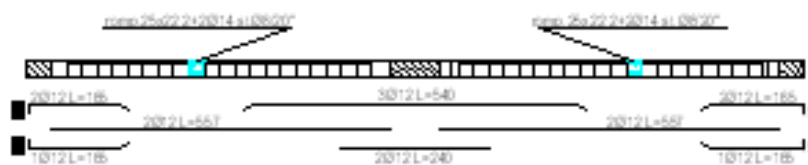
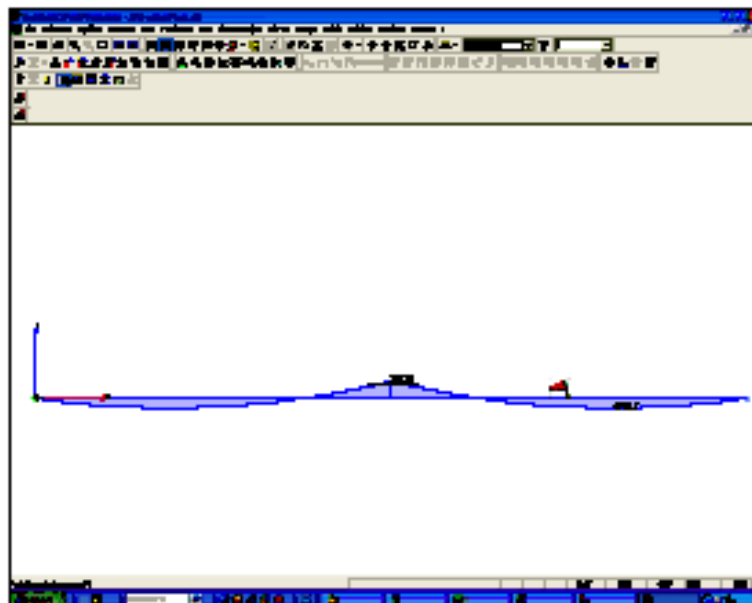
### STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6

Msd(frequente)=	12	KNm	Dati			
Msd(Quasi permanente)=	10	KNm	$\varnothing_{max}$ =	16	mm	
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa	
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	121.3158	MPa	
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	101.0965	MPa	
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq	
Wmax(freq)=	0.20850062	<w3	w3=	0.4	mm	
Wmax(quasi perm.)=	0.13073877	<w2	w2=	0.3	mm	

CORPO B:



COPERTURA



CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

**Momento positivo-CAMPATA**

$x=0.259d$                       0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$                               0.0518 m  
 $Ncd=0.85fcd0.8xb=$                       299.6615953 KN  
 $Mlim=Ncd0.9d=$                               67.42385895 KNm

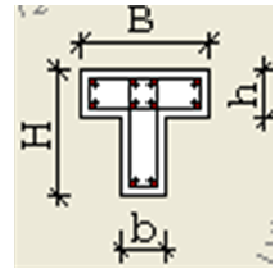
CARATTERISTICHE TRAVETTO

B= 50 cm  
 H= 28 cm  
 b= 12 cm  
 h= 4 cm  
 d'= 3 cm  
 d= 25 cm

Materiali

fcd= 16.46167 MPa  
 fyd= 391.3043 MPa

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	22	KNm
	Mlim	67.42385895	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	2.498765432	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	0	cm2



**Momento negativo-APPOGGI**

$x=0.259d$                       0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$                               0.0518 m  
 $Ncd=0.85fcd0.8xb=$                       86.976862  
 $Mlim=Ncd0.9d=$                               19.56979395

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	35	KNm
	Mlim	19.56979395	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	4.015139701	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	1.792397672	cm2

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO  
 UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO



## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

K=	1.894427191	Adimens.
Vmin=	0.491878671	Mpa
d=	250	mm
Ned=	0	N- COMPRESSIONE-(Newton)
Ac=	48800	mmq
sigmacp=	0	MPa
bw=	120	mm
Asl=	4.59	cmq Area armatura long
$\rho_1$ =	0.0153	
Primo termine	24.15792388	KN
Secondo termine	14.75636012	KN
Vrd=	24.15792388	KN
Vsd=	24	KN

VERIFICA

## CALCOLO - SLE -

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	10	KNm
Msd(Rara)=	15	KNm

termini dell'equazione CASO1

ARMATURA sulla sez. di verifica		a=	25
As1(Arm. Superiore)=	0 cmq	b=	45
As2(Arm. Inferiore)=	3 cmq	c=	-1125
		n=Ea/Ec=	15
ASSE NEUTRO		termini dell'equazione CASO2	
CASO1 X=	5.868308504	a=	6
CASO2 X=	6.114946926	b=	197
		c=	-1429
X=	6.114946926 cm		
MOMENTO D'INERZIA		$\sigma_c$ =	3.098 < 13.0725 MPa
CASO1 Jxx=	19839.09291 cm <sup>4</sup>	$\sigma_c$ =	4.647 < 17.43 MPa
CASO2 Jxx=	19740.10027 cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	215.3 < 360 MPa
Jxx=	19740.10027 cm <sup>4</sup>		
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6			
Msd(frequente)=	7	Dati	
Msd(Quasi permanente)=	10	$\varnothing_{max}$ =	16 mm
Tabella 4.1.IV		Es=	210000 MPa
Condizioni ambientali	ORDINARIE	$\sigma_s$ (freq)=	100.4519 MPa
Armatura	POCO SENSIBILE	$\sigma_s$ (q.perm)=	143.5027 MPa
Calcolo diretto		Ac=	20288 mmq
Wmax(freq)=	0.128259535 <w3	w3=	0.4 mm
Wmax(quasi perm.)=	0.293829545 <w2	w2=	0.3 mm

### APPOGGIO

Msd(Quasi permanente)=	14 KNm		
Msd(Rara)=	28 KNm		
ARMATURA sulla sez. di verifica		termini dell'equazione	
As1(Arm. Superiore)=	4.59 cmq	a=	6
As2(Arm. Inferiore)=	2.26 cmq	b=	102.75
		c=	-1822.95
ASSE NEUTRO		$\sigma_c$ =	7.244 < 13.0725 MPa
X=	10.85762889 cm	$\sigma_c$ =	14.49 < 17.43 MPa
Jxx=	20983.46481 cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	283.1 < 360 MPa
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6			
Msd(frequente)=	10 KNm	Dati	
Msd(Quasi permanente)=	14 KNm	$\varnothing_{max}$ =	16 mm
Tabella 4.1.IV		Es=	210000 MPa
Condizioni ambientali	ORDINARIE	$\sigma_s$ (freq)=	101.0965 MPa
Armatura	POCO SENSIBILE	$\sigma_s$ (q.perm)=	141.5352 MPa
Calcolo diretto		Ac=	20288 mmq
Wmax(freq)=	0.130738766 <w3	w3=	0.4 mm
Wmax(quasi perm.)=	0.286262468 <w2	w2=	0.3 mm

COPERTURA

CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

**Momento positivo-CAMPATA**

$x=0.259d$  0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$  0.0518 m  
 $N_{cd}=0.85f_{cd}0.8xb=$  299.6615953 KN  
 $M_{lim}=N_{cd}0.9d=$  67.42385895 KNm

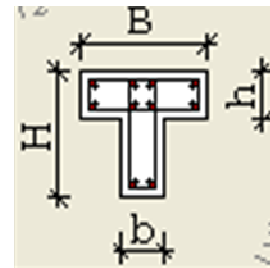
CARATTERISTICHE TRAVETTO

B=	50	cm
H=	28	cm
b=	12	cm
h=	4	cm
d'=	3	cm
d=	25	cm

Materiali

$f_{cd}=$	16.5	MPa
$f_{yd}=$	391	MPa

	<b>PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE</b>		
	<b>Msd=</b>	17	KNm
	<b>Mlim</b>	67.423859	KNm
TRAZIONE	<b>Ares(prog)=</b>	1.93086	cm <sup>2</sup>
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	<b>Ares(prog)=</b>	0	cm <sup>2</sup>



**Momento negativo-APPOGGI**

$x=0.259d$  0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$  0.0518 m  
 $N_{cd}=0.85f_{cd}0.8xb=$  86.976862 KN  
 $M_{lim}=N_{cd}0.9d=$  19.56979395 KNm

	<b>PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE</b>		
	<b>Msd=</b>	27	KNm
	<b>Mlim</b>	19.569794	KNm
TRAZIONE	<b>Ares(prog)=</b>	3.08585	cm <sup>2</sup>
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	<b>Ares(prog)=</b>	0.8631047	cm <sup>2</sup>

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di soiai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

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

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

K=	1.894427191	Adimens.
Vmin=	0.491878671	Mpa
d=	250	mm
Ned=	0	N- COMPRESSIONE-(Newton)
Ac=	48800	mmq
sigmacp=	0	MPa
bw=	120	mm
Asl=	6.12	cmq Area armatura long
$\rho_1$ =	0.02	
Primo termine	26.41430147	KN
Secondo termine	14.75636012	KN
Vrd=	26.41430147	KN
Vsd=	25	KN

VERIFICA

## CALCOLO - SLE -

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	11	KNm
Msd(Rara)=	16	KNm

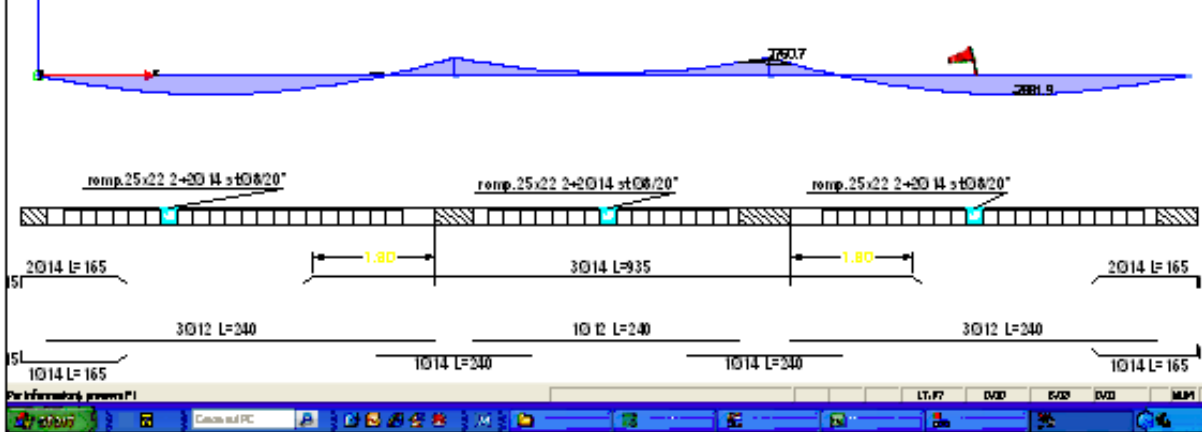
ARMATURA sulla sez. di verifica

termini dell'equazione CASO1  
a= 25

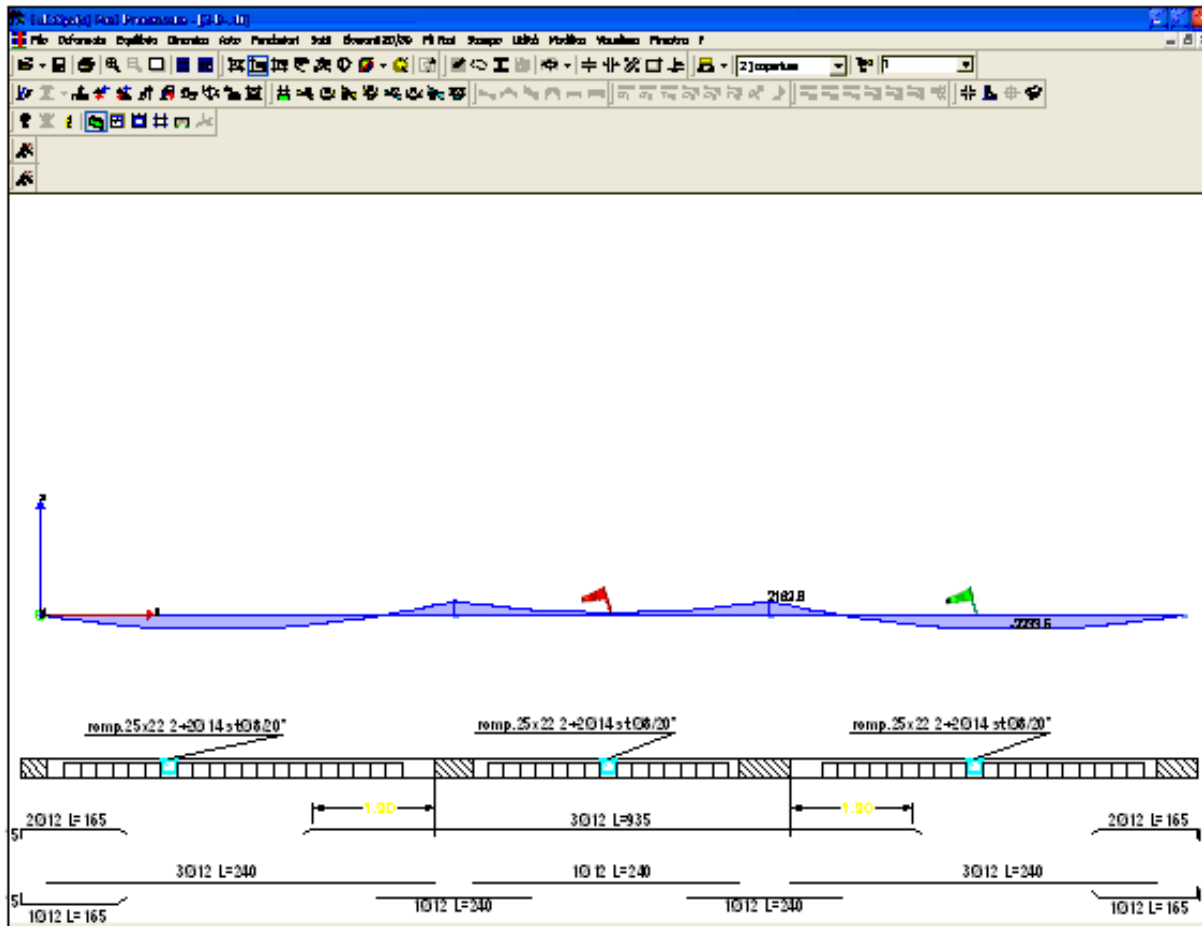
As1(Arm. Superiore)=	0	cmq	b=	45	
As2(Arm.Inferiore)=	3	cmq	c=	-1125	
			n=Ea/Ec=	15	
ASSE NEUTRO			termini dell'equazione CASO2		
CASO1 X=	5.868308504		a=	6	
CASO2 X=	6.114946926		b=	197	
			c=	-1429	
X=	6.114946926	cm			
MOMENTO D'INERZIA			$\sigma_c$ =	3.408	< 13.1 MPa
CASO1 Jxx=	19839.09291	cm <sup>4</sup>	$\sigma_c$ =	4.956	< 17.4 MPa
CASO2 Jxx=	19740.10027	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	229.6	< 360 MPa
Jxx=	19740.10027	cm <sup>4</sup>			
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6					
Msd(frequente)=	7		Dati		
Msd(Quasi permanente)=	10		$\varnothing_{max}$ =	16	mm
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	100.4519	MPa
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	143.5027	MPa
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq
Wmax(freq)=	0.128259535	<w3	w3=	0.4	mm
Wmax(quasi perm.)=	0.293829545	<w2	w2=	0.3	mm
<b>APPOGGIO</b>					
Msd(Quasi permanente)=	13	KNm			
Msd(Rara)=	27.5	KNm			
ARMATURA sulla sez. di verifica			termini dell'equazione		
As1(Arm. Superiore)=	4.59	cmq	a=	6	
As2(Arm.Inferiore)=	2.26	cmq	b=	102.75	
			c=	-1822.95	
ASSE NEUTRO			$\sigma_c$ =	6.727	< 13.1 MPa
X=	10.85762889	cm	$\sigma_c$ =	14.23	< 17.4 MPa
Jxx=	20983.46481	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	278	< 360 MPa
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6					
Msd(frequente)=	10	KNm	Dati		
Msd(Quasi permanente)=	14	KNm	$\varnothing_{max}$ =	16	mm
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	101.0965	MPa
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	141.5352	MPa
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq
Wmax(freq)=	0.130738766	<w3	w3=	0.4	mm
Wmax(quasi perm.)=	0.286262468	<w2	w2=	0.3	mm

**CORPO D:**

**PRIMO**



**COPERTURA**



## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

**Momento positivo-CAMPATA**

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518 \text{ m}$$

$$Ncd=0.85fcd0.8xb= \quad 299.6615953 \text{ KN}$$

$$Mlim=Ncd0.9d= \quad 67.42385895 \text{ KNm}$$

## CARATTERISTICHE TRAVETTO

$$B= \quad 50 \text{ cm}$$

$$H= \quad 28 \text{ cm}$$

$$b= \quad 12 \text{ cm}$$

$$h= \quad 4 \text{ cm}$$

$$d'= \quad 3 \text{ cm}$$

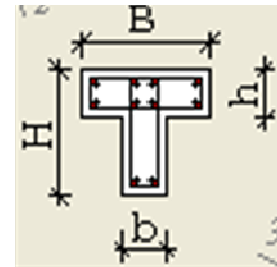
$$d= \quad 25 \text{ cm}$$

## Materiali

$$fcd= \quad 16.46 \text{ MPa}$$

$$fyd= \quad 391.3 \text{ MPa}$$

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE	
Msd=	29 KNm
Mlim	67.423859 KNm
TRAZIONE	Ares(prog)= 3.29383 cm <sup>2</sup>
	d= 0.25 m
	d'= 0.03 m
COMPRESS	Ares(prog)= 0 cm <sup>2</sup>

**Momento negativo-APPOGGI**

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518$$

$$Ncd=0.85fcd0.8xb= \quad 86.976862$$

$$Mlim=Ncd0.9d= \quad 19.56979395$$

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE	
Msd=	25 KNm
Mlim	19.569794 KNm
TRAZIONE	Ares(prog)= 2.85352 cm <sup>2</sup>
	d= 0.25 m
	d'= 0.03 m
COMPRESS	Ares(prog)= 0.63078151 cm <sup>2</sup>

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO  
UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

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

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

K=	1.894427191	Adimens.
Vmin=	0.491878671	Mpa
d=	250	mm
Ned=	0	N- COMPRESSIONE-(Newton)
Ac=	48800	mmq
sigmacp=	0	MPa
bw=	120	mm
Asl=	4.59	cmq Area armatura long.(
$\rho_1$ =	0.0153	
Primo termine	24.15792388	KN
Secondo termine	14.75636012	KN
Vrd=	24.15792388	KN
Vsd=	24	KN

VERIFICA

## CALCOLO - SLE -

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	18	KNm
Msd(Rara)=	21	KNm

termini dell'equazione CASO1

ARMATURA sulla sez. di verifica		a=	25
As1(Arm. Superiore)=	0	b=	45



As2(Arm.Inferiore)=	<b>3</b> cmq		c=	-1125	
			n=Ea/Ec=	15	
ASSE NEUTRO			termini dell'equazione CASO2		
CASO1 X=	5.868308504		a=	6	
CASO2 X=	6.114946926		b=	197	
			c=	-1429	
X=	<b>6.114946926</b> cm				
MOMENTO D'INERZIA		$\sigma_c$ =	<b>5.57591</b>	<	13.07 MPa
CASO1 Jxx=	19839.09291 cm <sup>4</sup>	$\sigma_c$ =	<b>6.50523</b>	<	17.43 MPa
CASO2 Jxx=	19740.10027 cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	<b>301.356</b>	<	360 MPa
Jxx=	<b>19740.10027</b> cm <sup>4</sup>				
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6					
Msd(frequente)=	<b>7</b>	Dati			
Msd(Quasi permanente)=	<b>10</b>	$\emptyset_{max}$ =	<b>16</b> mm		
Tabella 4.1.IV		Es=	<b>2E+05</b> MPa		
Condizioni ambientali	<b>ORDINARIE</b>	$\sigma_s$ (freq)=	100.5 MPa		
Armatura	<b>POCO SENSIBILE</b>	$\sigma_s$ (q.perm)=	143.5 MPa		
Calcolo diretto		Ac=	20288 mmq		
Wmax(freq)=	0.128259535 <w3	w3=	0.4 mm		
Wmax(quasi perm.)=	0.293829545 <w2	w2=	0.3 mm		
<b>APPOGGIO</b>					
Msd(Quasi permanente)=	<b>23</b> KNm				
Msd(Rara)=	<b>26</b> KNm				
ARMATURA sulla sez. di verifica		termini dell'equazione			
As1(Arm. Superiore)=	<b>4.59</b> cmq	a=	6		
As2(Arm.Inferiore)=	<b>2.26</b> cmq	b=	102.8		
		c=	-1823		
ASSE NEUTRO		$\sigma_c$ =	<b>11.9011</b>	<	13.07 MPa
X=	10.85762889 cm	$\sigma_c$ =	<b>13.4534</b>	<	17.43 MPa
Jxx=	20983.46481 cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	<b>262.851</b>	<	360 MPa
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6					
Msd(frequente)=	<b>10</b> KNm	Dati			
Msd(Quasi permanente)=	<b>9</b> KNm	$\emptyset_{max}$ =	<b>16</b> mm		
Tabella 4.1.IV		Es=	<b>2E+05</b> MPa		
Condizioni ambientali	<b>ORDINARIE</b>	$\sigma_s$ (freq)=	101.1 MPa		
Armatura	<b>POCO SENSIBILE</b>	$\sigma_s$ (q.perm)=	90.99 MPa		
Calcolo diretto		Ac=	20288 mmq		
Wmax(freq)=	0.130738766 <w3	w3=	0.4 mm		
Wmax(quasi perm.)=	0.09185784 <w2	w2=	0.3 mm		

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

**Momento positivo-CAMPATA**

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518 \text{ m}$$

$$Ncd=0.85fcd0.8xb= \quad 299.6615953 \text{ KN}$$

$$Mlim=Ncd0.9d= \quad 67.42385895 \text{ KNm}$$

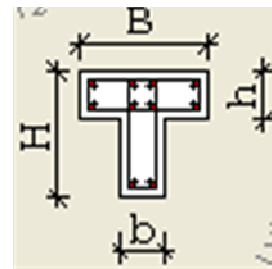
## CARATTERISTICHE TRAVETTO

B=	50	cm
H=	28	cm
b=	12	cm
h=	4	cm
d'=	3	cm
d=	25	cm

## Materiali

fcd=	16.46167	MPa
fyd=	391.3043	MPa

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	22.3	KNm
	Mlim	67.42385895	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	2.5328395	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	0	cm2

**Momento negativo-APPOGGI**

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518$$

$$Ncd=0.85fcd0.8xb= \quad 86.976862$$

$$Mlim=Ncd0.9d= \quad 19.56979395$$

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	19	KNm
	Mlim	19.56979395	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	2.1580247	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	0	cm2

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO  
UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO

## CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

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

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

K=	1.894427191	Adimens.
Vmin=	0.491878671	Mpa
d=	250	mm
Ned=	0	N- COMPRESSIONE-(Newton)
Ac=	48800	mmq
sigmacp=	0	MPa
bw=	120	mm
Asl=	3.39	cmq Area armatura long.
p1=	0.0113	
Primo termine	21.83678071	KN
Secondo termine	14.75636012	KN
Vrd=	21.83678071	KN
Vsd=	21	KN

VERIFICA

## CALCOLO - SLE -

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45 f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60 f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80 f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

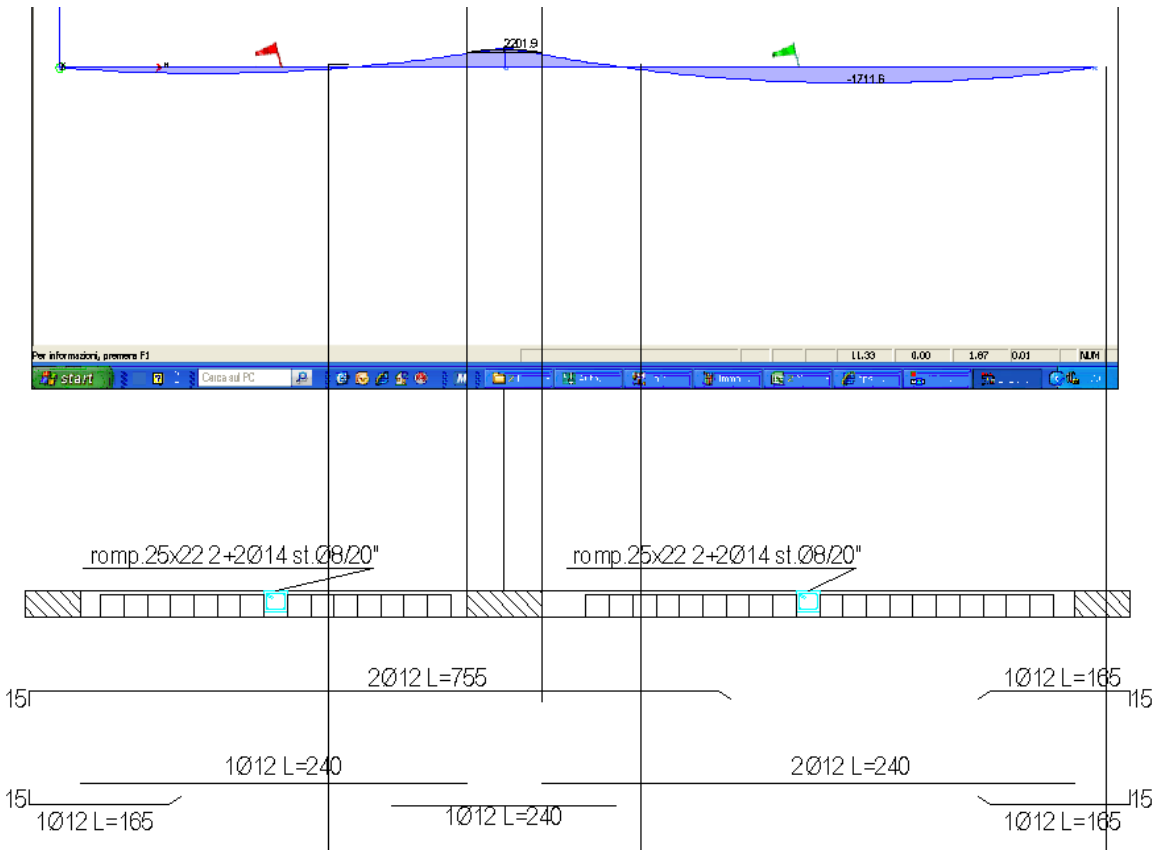
### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	18	KNm
Msd(Rara)=	21	KNm

termini dell'equazione CASO1

ARMATURA sulla sez. di verifica	a=	25
As1(Arm. Superiore)=	b=	45
		0 cmq

As2(Arm.Inferiore)=	3	cmq		c=	-1125	
				n=Ea/Ec=	15	
ASSE NEUTRO				termini dell'equazione CASO2		
CASO1 X=	5.868308504			a=	6	
CASO2 X=	6.114946926			b=	197	
				c=	-1429	
X=	6.114946926	cm				
MOMENTO D'INERZIA			$\sigma_c$ =	5.5759	<	13.0725 MPa
CASO1 Jxx=	19839.09291	cm <sup>4</sup>	$\sigma_c$ =	6.5052	<	17.43 MPa
CASO2 Jxx=	19740.10027	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	301.36	<	360 MPa
Jxx=	19740.10027	cm <sup>4</sup>				
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6						
Msd(frequente)=	7		Dati			
Msd(Quasi permanente)=	10		$\emptyset_{max}$ =	16	mm	
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa	
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	100.4519	MPa	
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	143.5027	MPa	
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq	
Wmax(freq)=	0.128259535	<w3	w3=	0.4	mm	
Wmax(quasi perm.)=	0.293829545	<w2	w2=	0.3	mm	
<b>APPOGGIO</b>						
Msd(Quasi permanente)=	23	KNm				
Msd(Rara)=	26	KNm				
ARMATURA sulla sez. di verifica				termini dell'equazione		
As1(Arm. Superiore)=	4.59	cmq		a=	6	
As2(Arm.Inferiore)=	2.26	cmq		b=	102.75	
				c=	-1822.95	
ASSE NEUTRO			$\sigma_c$ =	11.901	<	13.0725 MPa
X=	10.85762889	cm	$\sigma_c$ =	13.453	<	17.43 MPa
Jxx=	20983.46481	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	262.85	<	360 MPa
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6						
Msd(frequente)=	10	KNm	Dati			
Msd(Quasi permanente)=	9	KNm	$\emptyset_{max}$ =	16	mm	
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa	
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	101.0965	MPa	
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	90.98688	MPa	
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq	
Wmax(freq)=	0.130738766	<w3	w3=	0.4	mm	
Wmax(quasi perm.)=	0.09185784	<w2	w2=	0.3	mm	



### CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI FLETTENTI

#### Momento positivo-CAMPATA

$$x=0.259d \quad 0.06475 \text{ m}$$

Asse neutro sull'anima

$$0.8x= \quad 0.0518 \text{ m}$$

$$Ncd=0.85fcd \cdot 0.8xb= \quad 299.6615953 \text{ KN}$$

$$Mlim=Ncd \cdot 0.9d= \quad 67.42385895 \text{ KNm}$$

#### CARATTERISTICHE TRAVETTO

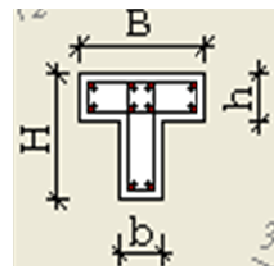
B=	50	cm
H=	28	cm
b=	12	cm
h=	4	cm
d'=	3	cm
d=	25	cm

#### Materiali

fcd=	16.46167	MPa
fyd=	391.3043	MPa

#### PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE

	<b>Msd=</b>	<b>17.2</b>	KNm
	<b>Mlim</b>	<b>67.423859</b>	KNm
TRAZIONE	<b>Ares(prog)=</b>	<b>1.95358</b>	cm <sup>2</sup>
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	<b>Ares(prog)=</b>	0	cm <sup>2</sup>



**Momento negativo-APPOGGI**

$x=0.259d$                       0.06475 m  
 Asse neutro sull'anima  
 $0.8x=$                               0.0518  
 $Ncd=0.85fcd0.8xb=$                       86.976862  
 $Mlim=Ncd0.9d=$                       19.56979395

PROGETTO FLESSIONE SEMPLICE			
	Msd=	22	KNm
	Mlim	19.569794	KNm
TRAZIONE	Ares(prog)=	2.50504	cm2
	d=	0.25	m
	d'=	0.03	m
COMPRESS	Ares(prog)=	0.2822967	cm2

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA AVENDO UTILIZZATO  
UN'AREA RESISTENTE MAGGIORE DELL'AREA RESISTENTE DI PROGETTO

**CALCOLO - SLU - SOLLECITAZIONI TAGLIANTI***4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

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

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

$K=$                                       1.894427191    Adimens.  
 $V_{min}=$                                   0.491878671    Mpa  
 $d=$     250    mm  
 $N_{ed}=$                                       0    N- COMPRESSIONE-(Newton)  
 $A_c=$     48800    mmq  
 $\sigma_{macp}=$                                   0    MPa  
 $b_w=$     120    mm  
 $A_{sl}=$                                       3.39    cmq Area armatura long.(solo tesa??)  
 $\rho_1=$     0.0113

Primo termine	21.83678071	KN
Secondo termine	14.75636012	KN
Vrd=	21.83678071	KN
Vsd=	21	KN

VERIFICA

### CALCOLO - SLE -

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO P.4.1.2.2.5

QUASI PERMANENTE	$\sigma_c < 0.45f_{ck} =$	13.0725 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_c < 0.60f_{ck} =$	17.43 MPa	VERIFICA
RARA	$\sigma_s < 0.80f_{yk} =$	360 MPa	VERIFICA

### CAMPATA

Msd(Quasi permanente)=	17	KNm
Msd(Rara)=	20	KNm

ARMATURA sulla sez. di verifica

As1(Arm. Superiore)=	0	cmq
As2(Arm. Inferiore)=	3	cmq

termini dell'equazione CASO1

a=	25
b=	45
c=	-1125
n=Ea/Ec=	15

ASSE NEUTRO

CASO1 X=	5.868308504
CASO2 X=	6.114946926

termini dell'equazione CASO2

a=	6
b=	197
c=	-1429

X= 6.114946926 cm

MOMENTO D'INERZIA

CASO1 Jxx=	19839.09291	cm <sup>4</sup>
CASO2 Jxx=	19740.10027	cm <sup>4</sup>

$\sigma_c =$	5.266	<	13.0725 MPa
$\sigma_c =$	6.195	<	17.43 MPa
$\sigma_s =$	287	<	360 MPa

Jxx= 19740.10027 cm<sup>4</sup>

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6

Msd(frequente)=	8
Msd(Quasi permanente)=	8

Dati

Ømax=	16	mm
Es=	210000	MPa

Tabella 4.1.IV

Condizioni ambientali	ORDINARIE
Armatura	POCO SENSIBILE

$\sigma_s(\text{freq}) =$	114.8022	MPa
$\sigma_s(\text{q.perm}) =$	114.8022	MPa
Ac=	20288	mmq

Calcolo diretto

Wmax(freq)=	0.183449538	<w3	w3=	0.4	mm
Wmax(quasi perm.)=	0.183449538	<w2	w2=	0.3	mm

### APPOGGIO

Msd(Quasi permanente)=	15	KNm
Msd(Rara)=	18	KNm

ARMATURA sulla sez. di verifica				termini dell'equazione	
As1(Arm. Superiore)=	4.59	cmq	a=	6	
As2(Arm. Inferiore)=	2.26	cmq	b=	102.75	
			c=	-1822.95	
ASSE NEUTRO			$\sigma_c$ =	7.762	< 13.0725 MPa
X=	10.85762889	cm	$\sigma_c$ =	9.314	< 17.43 MPa
Jxx=	20983.46481	cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ =	182	< 360 MPa
STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE P.4.1.2.2.4.6					
Msd(frequente)=	10	KNm	Dati		
Msd(Quasi permanente)=	9	KNm	$\varnothing_{max}$ =	16	mm
Tabella 4.1.IV			Es=	210000	MPa
Condizioni ambientali	ORDINARIE		$\sigma_s$ (freq)=	101.0965	MPa
Armatura	POCO SENSIBILE		$\sigma_s$ (q.perm)=	90.98688	MPa
Calcolo diretto			Ac=	20288	mmq
Wmax(freq)=	0.130738766	<w3	w3=	0.4	mm
Wmax(quasi perm.)=	0.09185784	<w2	w2=	0.3	mm