



# POLITECNICO DI MILANO

## AREA TECNICO EDILIZIA

Piazza Leonardo da Vinci, 32 - Milano

TELEFONO: +39 02 2399.1 [www.polimi.it](http://www.polimi.it)

POLO:	Milano - Via La Masa 20	CAMPUS:	Bovisa
EDIFICIO:	Edificio 16A	INDIRIZZO:	Via La Masa 20
STRUTTURA:	Area Tecnico Edilizia		
COD_LAV:	02_2015	CUP:	D41E14000730005

Nuovo Laboratorio ERC CREA Dip. Aerospaziale/Energia  
e ampliamento SpLab

## PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile del procedimento:

arch. Mauro Rizzieri - A.T.E.

Responsabile del progetto:

Geom. Massimiliano Verdicchio - A.T.E.

Progetto Opere Civili:

Geom. Massimiliano Verdicchio - A.T.E.

Progetto Impianti Elettrici:

P.I. Gallina Ettore - A.T.E.

Progetto Cementi Armati:

Ing. Bruno Sala

Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

Geom. Cesare Colombo - A.T.E.

Titolo Tavola	Categoria tavola
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	OPERE STRUTTURALI

Codice Tavola														Scala		Plottaggio		Formato	
														.		1:1		.	
fase		progressivo			categoria			numero			revisione			Nome file:					
P	E	.	0	1	1	.	O	S	.	0	0	1	.						
														Spazio note, timbri e firme:					
Revisione		Data		Revisione		Data		Redatto da:		B.S.									
0	emissione	09/03/15		4				Controllato da:		M.R.									
1	revisione			5				Approvato da:		M.R.									
2				6				Verificato da:		M.R.									
3				7				Validato da:		M.R.									

**SOMMARIO**

1	-	INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	1
1.1		DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	1
1.1.1		Localizzazione dell'area di intervento .....	1
1.1.2		Tipologia di intervento .....	1
1.1.3		Descrizione delle opere in progetto .....	1
1.2		NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	2
1.3		PRESTAZIONI ATTESE E CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA .....	2
1.4		SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA .....	2
1.5		MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI .....	2
1.5.1		Fondazioni .....	2
1.5.2		Strutture in elevazione .....	3
1.6		SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI .....	3
1.7		ANALISI DEI CARICHI .....	3
1.7.1		Azioni permanenti di tipo g1 .....	3
1.7.2		Azioni variabili .....	3
1.8		COMBINAZIONI DI CARICO .....	5
1.9		MODELLAZIONE DELLE AZIONI E ANALISI DEI CARICHI .....	5
1.9.1		Azione sismica .....	5
1.9.2		Azioni eccezionali .....	6
1.9.3		Degrado .....	6
1.9.4		Riepilogo sovraccarichi .....	6
1.10		MODELLAZIONE DEI MATERIALI .....	7
1.10.1		Calcestruzzo .....	7
1.10.2		Acciaio d'armatura .....	7
1.10.3		Acciaio da carpenteria .....	7
1.10.4		Saldature .....	7
1.10.5		Terreno di fondazione .....	8
1.11		TIPO DI ANALISI .....	8
1.11.1		Carichi statici: analisi elastica lineare .....	8
1.11.2		Azione sismica: Analisi elastica Dinamica Lineare .....	8
2	-	INDIVIDUAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO .....	9
2.1		MIDAS GEN .....	9
2.2		VCASLU .....	9
2.3		1CAMP .....	10
2.4		BEAMCAD+ .....	10
3	-	PRESENTAZIONE ELABORAZIONI .....	12
3.1		STAMPA DEI DATI DI INGRESSO .....	12
3.2		STAMPA DEI RISULTATI .....	12
3.2.1		Modi di vibrare della struttura .....	12
3.2.2		Verifica non linearità geometriche .....	13
3.2.3		Verifica drift di piano .....	14
3.2.4		Verifica distanza tra costruzioni contigue .....	15
3.2.5		Verifica trave TR4 .....	16
3.2.6		Verifica pilastro 1 .....	25

## SOMMARIO

---

3.2.7	Verifica trave T .....	33
3.2.8	Combinazioni eccezionali .....	38
3.2.9	Degrado .....	38
4 -	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	39
5 -	DICHIARAZIONE .....	40
	ALLEGATO A .....	41

## **INDICE DELLE FIGURE**

Figura 3.1 - Output grafico del modello tridimensionale ad elementi finiti.....	12
Figura 3.2 - Pilastro 1: inviluppo momenti My combinazioni SLU.....	25
Figura 3.3 - Pilastro 1: inviluppo momenti Mz combinazioni SLU.....	25
Figura 3.4 - Pilastro 1: inviluppo momenti My combinazioni SLE rara (caratteristica).....	26
Figura 3.5 - Pilastro 1: inviluppo momenti Mz combinazioni SLE rara (caratteristica).....	26
Figura 3.6 - Pilastro 1: inviluppo momenti My combinazioni SLE quasi permanente.....	27
Figura 3.7 - Pilastro 1: inviluppo momenti Mz combinazioni SLE quasi permanente.....	27
Figura 3.8 - Pilastro 1: inviluppo momenti My combinazioni SLV.....	28
Figura 3.9 - Pilastro 1: inviluppo momenti Mz combinazioni SLV.....	28
Figura 3.10 - Trave T: inviluppo momenti combinazioni SLV.....	37
Figura 3.11 - Verifica sezione massimo momento negativo col software VcaSLU.....	37
Figura 3.12 - Verifica sezione massimo momento positivo col software VcaSLU.....	38

## **INDICE DELLE TABELLE**

Tabella 1.1 - Parametri azione del vento. ....	4
Tabella 1.2 - Parametri azione della neve. ....	4
Tabella 1.3 - Combinazioni di carico adottate: per il significato dei simboli v. § 2.5 [2]. ....	5
Tabella 1.4 - Valori dei parametri indice della pericolosità sismica della zona.....	5
Tabella 1.5 - Valori dei parametri indice della pericolosità sismica della zona in funzione del periodo di ritorno associato a ciascun stato limite. ....	5
Tabella 1.6 - Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche.....	5
Tabella 1.7 - Parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per ciascun stato limite. ....	6
Tabella 1.8 - Fattore di struttura q utilizzato per gli spettri di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali. ....	6
Tabella 1.9 – Livelli prestazionali richiesti in caso di incendio. ....	6
Tabella 1.10 – Classi di esposizione per elementi strutturali in c.a.....	6
Tabella 1.11 – Riepilogo sovraccarichi. ....	7
Tabella 1.12 - Valori di riferimento usati in fase di progetto per calcestruzzo classe C25/30.....	7
Tabella 1.13 - Valori di riferimento usati in fase di progetto per acciaio B450C.....	7
Tabella 1.14 - Valori di riferimento usati in fase di progetto per acciaio S275 $t \leq$ 40mm. ....	7
Tabella 3.1 - Deformate modali. ....	12
Tabella 3.2 - Tabella riassuntiva dei modi di vibrare resa in output dal programma di calcolo. ....	13
Tabella 3.3 - Verifica non linearità geometriche direzione x. ....	14
Tabella 3.4 - Verifica non linearità geometriche direzione y. ....	14
Tabella 3.5 - Verifica drift di piano. ....	15
Tabella 3.6 - Spostamenti massimi in copertura in combinazione SLV. ....	16
Tabella 3.7 - Copriferri adottati per garantire la necessaria resistenza al fuoco. ....	38
Tabella 3.8 - Copriferri adottati per garantire la necessaria durabilità dell'opera. ....	38

## 1 - INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

### 1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nella relazione e nei disegni allegati si riportano i calcoli e le indicazioni esecutive relative alla realizzazione del nuovo laboratorio ERC CREA dipartimento Aerospaziale/Energia nell'edificio 16 A all'interno del campus Bovisa in via La Masa e commissionate dal Politecnico di Milano – Area Tecnico Edilizia.

#### 1.1.1 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

Comune: Milano  
Indirizzo: via La Masa  
Latitudine: 45,502115°  
Longitudine: 9,158204°  
Quota sul livello del mare  $a_s$ : 134 m s.l.m.  
Distanza dal mare: > 30 km

#### 1.1.2 TIPOLOGIA DI INTERVENTO

Intervento di nuova costruzione.

#### 1.1.3 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

##### 1.1.3.1 Strutture di fondazione

Sulla base della relazione geologica-geotecnica a firma del dott. ing. Umberto Croce, redatta per un cantiere nelle immediate vicinanze, si sono adottate fondazioni di tipo diretto in calcestruzzo armato gettate in opera:

- travi continue a T rovescia lungo il perimetro dell'edificio a sostegno delle strutture in elevazione;
- trave di collegamento di sezione rettangolare tra i pilastri 3-4.

È prevista la realizzazione di cunicoli di larghezza e profondità interne pari a 60 cm per agevolare la distribuzione impiantistica e le successive operazioni di manutenzione e la realizzazione di un pozzetto di dimensioni interne 120x160 e profondità 110 cm in posizione all'incirca centrale rispetto al locale.

##### 1.1.3.2 Strutture in elevazione

L'edificio è composto da un unico solaio:

- solaio piano di copertura a Q.+6,90.

L'interasse fra i pilastri/muri è variabile fino ad un massimo di 6,95 m in una direzione, ed un massimo di 5,15 m nell'altra.

La struttura portante è realizzata in parte da elementi completamente gettati in opera e in parte da elementi prefabbricati solidarizzati con getti integrativi di calcestruzzo:

- pilastri in c.a. gettati in opera di dimensioni 30x70 cm e 30x90 cm, con mensole per l'appoggio del carroponete di larghezza 40 cm;
- travi principali in c.a. in spessore di solaio con profilo rettangolare di larghezza 60 cm;

- solaio in lastre prefabbricate con alleggerimento in polistirolo e getto integrativo in opera  $H=35+5=40$  cm di spessore.

### 1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione delle opere descritte nella presente relazione di calcolo è stata svolta secondo le vigenti normative. In particolare sono state considerate:

- [1] Legge 05.11.1971 n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- [2] D.M. 14.01.2008 – *Nuove norme tecniche per le costruzioni*;
- [3] Circolare LL.PP. del 02.02.2009 n. 617 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*.

### 1.3 PRESTAZIONI ATTESE E CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

Vita nominale ( $V_N$ )	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso ( $C_U$ )	1
Periodo di riferimento ( $V_R = V_N \cdot C_U$ )	50 anni

Verifiche di sicurezza effettuate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Il dimensionamento e verifica degli elementi strutturali in combinazione sismica è stato effettuato nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, con particolare riferimento ai paragrafi 7.4.4.1 e 7.4.4.2 [2].

### 1.4 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Sono state assunte le seguenti ipotesi:

- le pareti di tamponamento esterne sono state modellate unicamente in termini di sovraccarichi e masse in quanto non influenzano in modo significativo il comportamento globale della struttura;
- la struttura portante i carichi gravitazionali è costituita dall'insieme dei solai, delle travi di impalcato e dei pilastri in calcestruzzo armato;
- le azioni orizzontali vengono affidate al sistema a telaio costituito da travi e pilastri in calcestruzzo armato. La tipologia di solaio impiegata consente di introdurre l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel piano.

### 1.5 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Gli elementi strutturali costituenti l'edificio sono stati modellati con riferimento ai concetti basilari della Scienza delle Costruzioni.

#### 1.5.1 FONDAZIONI

Le fondazioni sono state modellate come elementi strutturali singoli, applicando i carichi derivanti dalle analisi condotte sulle strutture fuori terra, considerate incastrate alla base:

- *travi di fondazione*: le travi di fondazione su cui insistono le strutture fuori terra sono state modellate come travi elastiche alla Eulero-Bernoulli su suolo elastico alla Winkler non resistente a trazione.

### 1.5.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE

- *solai*: la tipologia e geometria di solai utilizzate hanno permesso di introdurre l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi nel piano e pertanto ci si è limitati a rappresentarli all'interno del modello ad elementi finiti in termini di sovraccarichi e massa;
- *pilastri e travi di impalcato*: modellate come travi alla Eulero Bernoulli.

## 1.6 SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

Durante la vita nominale la struttura risulta soggetta alle seguenti azioni:

- AZIONI PERMANENTI DI TIPO  $G_1$ 
  - il peso proprio degli elementi strutturali;
  - il peso proprio degli elementi non strutturali (tamponamenti esterni, finiture, impianti, ecc.).
- AZIONI VARIABILI
  - azioni del vento;
  - azioni della neve.
- AZIONI DAL CARROPONTE: le azioni trasmesse dal carroponte alle strutture in opera sono state fornite da ing. Gabriele Facchinetti, c/o MEC GRU s.r.l. con sede in Garbagnate M.se (MI) e allegate alla presente relazione;
- AZIONI SISMICHE
- AZIONI ECCEZIONALI
  - incendi.
- DEGRADO (legato alle condizioni ambientali di servizio).

## 1.7 ANALISI DEI CARICHI

### 1.7.1 AZIONI PERMANENTI DI TIPO $G_1$

- peso proprio elementi strutturali: valutato sulla base dei valori nominali della geometria degli stessi e del relativo peso specifico;
- tamponamenti esterni: peso per unità di superficie pari a 1,00 kN/m<sup>2</sup>;

### 1.7.2 AZIONI VARIABILI

#### 1.7.2.1 Destinazione d'uso

Le azioni variabili legate alla destinazione d'uso possono essere costituite da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>];
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN];
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m].

I valori minimi di riferimento sono riportati in Tabella 3.1.II [2] e sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, mentre in Tabella 1.11 sono riportati i valori adottati.



## RELAZIONE DI CALCOLO

I carichi verticali concentrati  $Q_k$  e i carichi orizzontali lineari  $H_k$  formano oggetto di verifiche locali distinte, non vanno sovrapposti ai carichi utilizzati nelle verifiche delle strutture nel suo insieme e devono essere applicati come descritto nel § 3.1.4 [2].

### 1.7.2.2 Vento

L'azione del vento è convenzionalmente ricondotta alle azioni statiche equivalenti (v. § 3.3.3 [2]) che si considerano agenti in direzione orizzontale.

Parametro	Valore
$z$ : altezza edificio	7 m
Zona	1
$v_b$ : velocità di riferimento	25 m/s
$q_b$ : pressione cinetica	390,625 N/m <sup>2</sup>
Classe di rugosità	B
Categoria esposizione	IV
$c_e$ : coeff. esposizione	1,635
$c_p$ : coeff. forma – sopravento	0,80
$c_p$ : coeff. forma – sottovento	0,40
$c_d$ : coeff. dinamico	1
$c_f$ : coeff. attrito	0,04

Tabella 1.1 - Parametri azione del vento.

La pressione del vento è data dall'espressione  $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

- sopravento:  $p = 390,625 \text{ N/m}^2 \cdot 1,635 \cdot 0,80 \cdot 1,0 = 0,520 \text{ kN/m}^2$
- sottovento:  $p = 390,625 \text{ N/m}^2 \cdot 1,635 \cdot 0,40 \cdot 1,0 = 0,260 \text{ kN/m}^2$

L'azione tangente del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f = 390,625 \text{ N/m}^2 \cdot 1,635 \cdot 0,04 = 0,026 \text{ kN/m}^2$$

### 1.7.2.3 Neve

Parametro	Valore
Zona	I - Mediterranea
$q_{sk}$ : valore caratteristico neve	1,50 kN/m <sup>2</sup>
$\alpha$ : inclinazione falda	0°
$\mu_1$ : coefficiente di forma	0,8
$C_E$ : coefficiente di esposizione	1
$C_t$ : coefficiente termico	1

Tabella 1.2 - Parametri azione della neve.

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è pari a:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \cdot 1,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

## 1.8 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 1.3 sono riportate le famiglie di carico adottate per individuare la situazione più sfavorevole per ciascun elemento strutturale.

Combinazione	
Fondamentale	$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}+\gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}+\dots$
Caratteristica (rara)	$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}Q_{k2}+\psi_{03}Q_{k3}+\dots$
Frequente	$G_1+G_2+\psi_{11}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots$
Quasi permanente	$G_1+G_2+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots$
Sismica	$E+G_1+G_2+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$ Azione sismica valutata tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1+G_2+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$
Eccezionale	$G_1+G_2+A_d+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$

Tabella 1.3 - Combinazioni di carico adottate: per il significato dei simboli v. § 2.5 [2].

## 1.9 MODELLAZIONE DELLE AZIONI E ANALISI DEI CARICHI

### 1.9.1 AZIONE SISMICA

I parametri riportati in Tabella 1.4 e in Tabella 1.5, necessari alla definizione della pericolosità sismica di base del sito, sono stati ricavati mediante il foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xls", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,018	2,555	0,160
50	0,023	2,537	0,188
72	0,027	2,578	0,201
101	0,030	2,581	0,215
140	0,034	2,604	0,226
201	0,037	2,634	0,246
475	0,048	2,663	0,280
975	0,057	2,702	0,300
2475	0,072	2,798	0,318

Tabella 1.4 - Valori dei parametri indice della pericolosità sismica della zona.

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,018	2,555	0,160
SLD	50	0,023	2,538	0,189
SLV	475	0,048	2,663	0,280
SLC	975	0,057	2,702	0,300

Tabella 1.5 - Valori dei parametri indice della pericolosità sismica della zona in funzione del periodo di ritorno associato a ciascun stato limite.

Parametro	Valore	Riferimenti
Categoria di sottosuolo	C	Rel. geologica-geotecnica dott. ing. Umberto Croce [2]
Condizioni topografiche	T1	§ 3.2.2 [2], Tabella 3.2.IV [2]

Tabella 1.6 - Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche.

Gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali adottati per l'analisi della struttura sono univocamente definiti dai parametri riportati in Tabella 1.7.

## RELAZIONE DI CALCOLO

Parametro		SLO	SLD	SLV	SLC
$p_{Vr}$	[%]	81 %	63 %	10 %	5 %
$T_R$	[anni]	30	50	475	975
$a_g$	[g]	0,018	0,023	0,048	0,057
$S$	[-]	1,500	1,500	1,500	1,500
$\eta$	[-]	1,000	1,000	1,000	1,000
$F_0$	[-]	2,555	2,538	2,663	2,702
$T_B$	[s]	0,103	0,114	0,149	0,156
$T_C$	[s]	0,308	0,343	0,447	0,469
$T_D$	[s]	1,674	1,693	1,791	1,830

Tabella 1.7 - Parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per ciascun stato limite.

Gli spettri di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali adottati per l'analisi della struttura sono stati ricavati dai corrispettivi spettri di risposta elastici attraverso il fattore di struttura  $q$  riportato in tabella Tabella 1.8, mentre per la componente verticale si è utilizzato un fattore  $q=1,5$ .

Materiale	Calcestruzzo armato
Tipologia strutturale	Pendolo inverso
Classe di duttilità	CDB
Regolarità in pianta	SI
$q_0$	1,5
$k_w$	1,0
Regolarità in altezza	SI
$K_R$	1,0
$q=q_0 \cdot K_R$	$1,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0=1,5$

Tabella 1.8 - Fattore di struttura  $q$  utilizzato per gli spettri di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali.

### 1.9.2 AZIONI ECCEZIONALI

#### – Incendio

Livello	Elemento strutturale	Resistenza al fuoco
Fuori terra	tutti	R60

Tabella 1.9 – Livelli prestazionali richiesti in caso di incendio.

### 1.9.3 DEGRADO

Elementi strutturali	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
Fondazioni	XC2	Ordinarie
Elevazione	XC1	Ordinarie
Solai	XC1	Ordinarie

Tabella 1.10 – Classi di esposizione per elementi strutturali in c.a.

### 1.9.4 RIEPILOGO SOVRACCARICHI

I valori indicati in Tabella 1.11 sono i sovraccarichi considerati oltre al peso proprio del solaio.

## INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Descrizione	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Categoria
1° Solaio - Copertura	2,50	-	1,20	Neve<1000

Tabella 1.11 – Riepilogo sovraccarichi.

### 1.10 MODELLAZIONE DEI MATERIALI

#### 1.10.1 CALCESTRUZZO

##### Calcestruzzo classe C25/30

$R_{ck}$	30,00 N/mm <sup>2</sup>	$E_c=22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$	31447 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	24,90 N/mm <sup>2</sup>	$\nu$	0,20
$f_{cm}=f_{ck}+8$	32,90 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{c2}$	0,00200
$f_{ctm}=0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,56 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{c3}$	0,00175
$f_{ctk,5\%}=0,70 \cdot f_{ctm}$	1,79 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	0,00350
$\alpha_{cc}$	0,85	$\gamma_c$	1,50
$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14,11 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,rara}=0,60 \cdot f_{ck}$	14,94 N/mm <sup>2</sup>
$f'_{cd}=0,50 \cdot f_{cd}$	7,05 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,q.p.}=0,45 \cdot f_{ck}$	11,20 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 1.12 - Valori di riferimento usati in fase di progetto per calcestruzzo classe C25/30.

#### 1.10.2 ACCIAIO D'ARMATURA

##### Acciaio tipo B450C

$f_{tk}$	540,0 N/mm <sup>2</sup>	$E_s$	210000 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450,0 N/mm <sup>2</sup>	$n$	15
$A_{gt,k}=\epsilon_{u,k}$	0,07500	$\epsilon_{yd}$	0,00186
$\gamma_s$	1,15	$\epsilon_{ud}=0,9 \cdot \epsilon_{u,k}$	0,06750
$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_c$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,rara}=0,80 \cdot f_{yk}$	360,0 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 1.13 - Valori di riferimento usati in fase di progetto per acciaio B450C.

#### 1.10.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

##### Acciaio S275 t ≤ 40mm

$f_{tk}$	430,0 N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{M0}$	1,05
$f_{yk}$	275,0 N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{M1}$	1,05
$E_s$	210000 N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{M2}$	1,25
$\nu$	0,30		

Tabella 1.14 - Valori di riferimento usati in fase di progetto per acciaio S275 t ≤ 40mm.

#### 1.10.4 SALDATURE

Saldature di II classe, a cordoni continui, con elettrodi di tipo E44 classe 4B, e con sezione di gola non inferiore all'80% dello spessore minimo da saldare.

### 1.10.5 TERRENO DI FONDAZIONE

Al fine di limitare i cedimenti, si è adottata una pressione di riferimento in combinazione rara pari a  $90 \text{ kN/m}^2$  ( $0,90 \text{ kg/cm}^2$ ).

Il direttore dei lavori, in fase esecutiva, dovrà verificare in loco, a scavi aperti, la correttezza delle ipotesi assunte sul terreno per l'analisi strutturale.

### 1.11 TIPO DI ANALISI

#### 1.11.1 CARICHI STATICI: ANALISI ELASTICA LINEARE

L'analisi elastica lineare degli elementi strutturali in c.a. è stata eseguita sotto le seguenti ipotesi:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensioni deformazioni lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

#### 1.11.2 AZIONE SISMICA: ANALISI ELASTICA DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare viene condotta sotto le stesse ipotesi dell'analisi elastica lineare per carichi statici e consiste dei seguenti passaggi:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale): vengono considerati tutti i modi con percentuale di massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%;
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per lo specifico stato limite, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione di questi effetti in base al metodo CQC.

## 2 - INDIVIDUAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO

I software utilizzati sono stati scelti dopo un'attenta analisi della documentazione a corredo, verificando in particolare le basi teoriche e gli algoritmi implementati, i campi d'impiego, la presenza di casi prova interamente risolti, commentati e corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione, l'avvenuto controllo da parte degli autori stessi dell'affidabilità e robustezza dei programmi attraverso il confronto di un numero significativo di casi prova con soluzioni note.

Di seguito si riporta l'elenco dei software utilizzati

### 2.1 MIDAS Gen

- Autore: MIDAS Information Technology Co., Ltd.
- Versione: Gen 2014 (v. 2.1), Build 05/30/2014
- Campo di impiego: progettazione integrata di strutture nel campo dell'ingegneria civile. Il programma consente di modellare qualsiasi tipologia di materiale, isotropo e ortotropo, e di tenere in conto ove necessario delle loro caratteristiche reologiche. Il software implementa la seguente libreria di elementi finiti: truss, tension only, hook, cable, compression only, gap, general beam (con o senza deformazione tagliente), tapered beam (sezione variabile con legge lineare, quadratica o cubica), plate (elemento piastra spessa o sottile con rigidità membranale e flessionale differenziata e con possibilità di inserire irrigidimenti di forma qualsiasi nelle due direzioni per modellare ortotropia per forma), plane stress (stato piano di sforzo), plane strain (stato piano di deformazione), axisymmetric (problemi assialsimmetrici), wall (pareti di taglio), solid. Sono possibili le seguenti tipologie di analisi: statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare, P-Delta, buckling, carichi mobili, precompressione, costruzioni per fasi, analisi degli effetti di viscosità, ritiro, perdite di rilassamento, calore di idratazione
- Documentazione allegata: la guida per l'utente di MIDAS Gen è composta dai seguenti tre volumi e dall' "On line Manual"  
*Volume 1 - Getting Started & Tutorials*: riassunto dei contenuti del programma e argomenti per familiarizzare con lo stesso prima di iniziare  
*Volume 2 - Analysis*: spiegazione delle basi teoriche  
*Volume 3 - Verification Examples*: casi di prova interamente spiegati e risolti  
*On-line Manual*: descrizione di ciascuna funzione del software, richiamabile direttamente all'interno del programma attraverso il menù "Help"

### 2.2 VcaSlu

- Autore: prof. Piero Gelfi

- Versione: 7.7 – 30 agosto 2011
- Campo di impiego: verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n. Permette inoltre di tracciare il domino M-N, il diagramma momento-curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della colonna-modello ed il dominio  $M_x$ - $M_y$ . La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. È prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono. È inoltre implementato il progetto della sezione rettangolare
- Documentazione allegata: la descrizione delle caratteristiche del software, dei campi di impiego, dei casi prova e delle funzioni del software è richiamabile dal menù “?” all’interno del programma stesso. Tramite lo stesso menù è possibile selezionare l’opzione “Files di esempio” tramite cui si accede ad una cartella contenente i tutorial riportati anche nella guida

### 2.3 1CAMP

- Autore: prof. Piero Gelfi
- Versione: 5.4 – 24 settembre 2006
- Campo di impiego: calcolo delle azioni interne, delle deformazioni e delle reazioni di travi a 1 campata con possibilità di applicare vincoli diversi agli estremi e carichi sia concentrati che trapezi
- Documentazione allegata: la descrizione delle caratteristiche del software, dei campi di impiego, dei casi prova e delle funzioni del software è richiamabile dal menù “?” all’interno del programma stesso. Tramite lo stesso menù è possibile selezionare l’opzione “Files di esempio” tramite cui si accede ad una cartella contenente i tutorial riportati anche nella guida

### 2.4 BeamCAD+

- Autore: Concrete s.r.l. via Della Pieve, 19 – 35121 Padova (PD)
- Versione: 19.12 – Release 19.12.12

- Campo di impiego: il programma consente di analizzare e verificare strutture piane in c.a., acciaio, legno, miste acciaio-calcestruzzo, miste legno-calcestruzzo i cui schemi statici siano riconducibili a quelli di trave continua in elevazione e in fondazione, travate continue in elevazione e telai parziali con linea d'asse inclinata, travi continue in elevazione in c.a. e telai parziali ad estradosso costante con sezione di altezza variabile linearmente, telai parziali e travi su suolo elastico alla Winkler con costante di sottofondo diversa per compressione e trazione. Il programma consente la modellazione degli appoggi come infinitamente rigidi oppure come elasticamente cedevoli, il progetto e la verifica a solo sforzo normale di pilastri in c.a. mediante una procedura interna al programma a partire dai risultati delle analisi condotte sulle sottostrutture che coinvolgono il pilastro stesso. Le verifiche possono essere eseguite secondo diverse normative, tra cui la normativa italiana alle tensioni ammissibili e agli stati limite e gli eurocodici
- Documentazione allegata: il manuale in linea è raggiungibile all'interno del programma dalla voce "Manuale in linea" appartenente al menù "Help". Al suo interno si trova una descrizione dei campi di impiego del software, una descrizione delle basi teoriche dello stesso, indicazioni riguardanti l'input dei dati e il modo con cui sono state implementate le normative supportate per quanto riguarda l'aspetto di verifica delle sezioni. La documentazione riguardante casi di prova interamente spiegati e risolti, unitamente ai file di input necessari a riprodurre gli stessi, è reperibile nella cartella di installazione del programma stesso



### 3 - PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

#### 3.1 STAMPA DEI DATI DI INGRESSO

In Figura 3.1 è riportato l'output grafico del modello tridimensionale ad elementi finiti adottato per l'analisi della struttura.

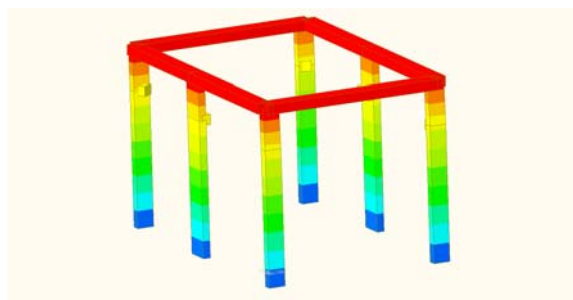


Figura 3.1 - Output grafico del modello tridimensionale ad elementi finiti.

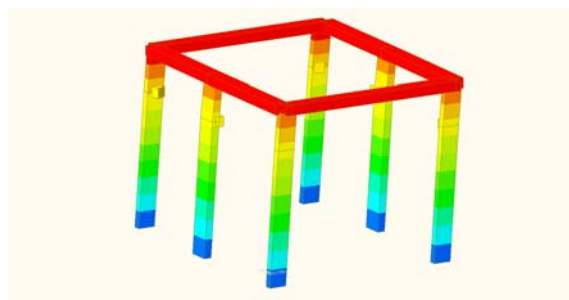
#### 3.2 STAMPA DEI RISULTATI

Le verifiche eseguite con riferimento ai concetti basilari della Scienza delle Costruzioni per i diversi stati limite indotti dalle azioni stimate al § 1.9, hanno dato esito positivo essendo soddisfatte le richieste prestazionali da essi indotte. Si riportano di seguito, a titolo di esempio, le verifiche eseguite su alcuni degli elementi maggiormente sollecitati.

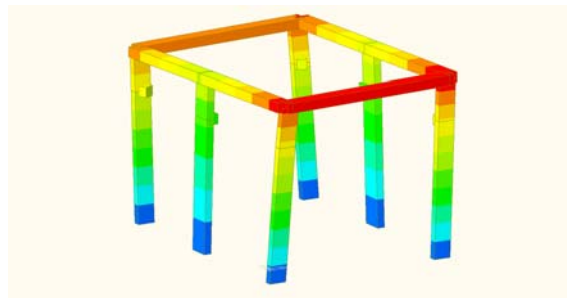
##### 3.2.1 MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA



Modo n° 1



Modo n° 2



Modo n° 3

Tabella 3.1 - Deformate modali.

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode n.	Frequency		Period	Tolerance								
	[rad/s]	[cycle/s]	[s]									
1	12,5973	2,0049	0,4988	7,16 <sup>E-16</sup>								
2	12,6769	2,0176	0,4956	1,77 <sup>E-16</sup>								
3	15,1024	2,4036	0,4160	2,49 <sup>E-16</sup>								

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode n.	Tran-x		Tran-y		Tran-z		Rotn-x		Rotn-y		Rotn-z	
	Mass[%]	Sum[%]	Mass[%]	Sum[%]	Mass[%]	Sum[%]	Mass[%]	Sum[%]	Mass[%]	Sum[%]	Mass[%]	Sum[%]
1	0,2513	0,2513	97,9129	97,9129	0,0000	0,0000	13,4556	13,4556	0,0422	0,0422	0,0692	0,0692
2	98,0373	98,2886	0,2595	98,1724	0,0000	0,0000	0,0307	13,4862	14,0258	14,0679	0,1107	0,1800
3	0,1272	98,4159	0,0627	98,2351	0,0000	0,0000	0,0495	13,5357	0,1062	14,1742	98,3773	98,5573

Tabella 3.2 - Tabella riassuntiva dei modi di vibrare resa in output dal programma di calcolo.

### 3.2.2 VERIFICA NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

In Tabella 3.3 e in Tabella 3.4 è riportato il riassunto delle verifiche eseguite mediante il programma Midas Gen secondo la formula (7.3.2) [2] per il controllo che le non linearità geometriche siano trascurabili per l'edificio in esame sotto azioni sismiche, rispettivamente per la direzione x e per la direzione y.

Load Case	Story	Story Height	Vertical Load	Story Shear Force	Story Drift	Stability Coefficient (θ)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
		[m]	[kN]	[kN]	[m]				[-]
SLV01	1F	7	1325.093	129.8078	0.0077	0.0113	0.25	OK	1
SLV02	1F	7	1325.093	129.8078	0.0076	0.0110	0.25	OK	1
SLV03	1F	7	1325.093	129.8078	0.0076	0.0111	0.25	OK	1
SLV04	1F	7	1325.093	129.8078	0.0074	0.0108	0.25	OK	1
SLV05	1F	7	1325.093	129.8078	0.0080	0.0116	0.25	OK	1
SLV06	1F	7	1325.093	129.8078	0.0081	0.0119	0.25	OK	1
SLV07	1F	7	1325.093	129.8078	0.0078	0.0114	0.25	OK	1
SLV08	1F	7	1325.093	129.8078	0.0080	0.0117	0.25	OK	1
SLV09	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0080	-0.0116	0.25	OK	1
SLV10	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0078	-0.0114	0.25	OK	1
SLV11	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0081	-0.0118	0.25	OK	1
SLV12	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0079	-0.0115	0.25	OK	1
SLV13	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0073	-0.0106	0.25	OK	1
SLV14	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0074	-0.0108	0.25	OK	1
SLV15	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0074	-0.0108	0.25	OK	1
SLV16	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0075	-0.0110	0.25	OK	1
SLV17	1F	7	1325.093	129.8078	0.0029	0.0042	0.25	OK	1
SLV18	1F	7	1325.093	129.8078	0.0027	0.0039	0.25	OK	1
SLV19	1F	7	1325.093	129.8078	0.0024	0.0035	0.25	OK	1
SLV20	1F	7	1325.093	129.8078	0.0023	0.0033	0.25	OK	1
SLV21	1F	7	1325.093	129.8078	0.0026	0.0038	0.25	OK	1
SLV22	1F	7	1325.093	129.8078	0.0029	0.0043	0.25	OK	1
SLV23	1F	7	1325.093	129.8078	0.0022	0.0032	0.25	OK	1
SLV24	1F	7	1325.093	129.8078	0.0025	0.0036	0.25	OK	1
SLV25	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0024	-0.0036	0.25	OK	1
SLV26	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0021	-0.0031	0.25	OK	1
SLV27	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0029	-0.0042	0.25	OK	1
SLV28	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0024	-0.0036	0.25	OK	1
SLV29	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0022	-0.0032	0.25	OK	1

## RELAZIONE DI CALCOLO

Load Case	Story	Story Height	Vertical Load	Story Shear Force	Story Drift	Stability Coefficient ( $\theta$ )	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
		[m]	[kN]	[kN]	[m]				[-]
SLV30	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0022	-0.0032	0.25	OK	1
SLV31	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0026	-0.0038	0.25	OK	1
SLV32	1F	7	1325.093	129.8078	-0.0027	-0.0039	0.25	OK	1

Tabella 3.3 - Verifica non linearità geometriche direzione x.

Load Case	Story	Story Height	Vertical Load	Story Shear Force	Story Drift	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor
		[m]	[kN]	[kN]	[m]				[-]
SLV01	1F	7	1325.093	129.3953	0.0022	0.0032	0.25	OK	1
SLV02	1F	7	1325.093	129.3953	0.0020	0.0030	0.25	OK	1
SLV03	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0031	-0.0045	0.25	OK	1
SLV04	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0029	-0.0043	0.25	OK	1
SLV05	1F	7	1325.093	129.3953	0.0020	0.0030	0.25	OK	1
SLV06	1F	7	1325.093	129.3953	0.0022	0.0032	0.25	OK	1
SLV07	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0028	-0.0041	0.25	OK	1
SLV08	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0029	-0.0043	0.25	OK	1
SLV09	1F	7	1325.093	129.3953	0.0017	0.0025	0.25	OK	1
SLV10	1F	7	1325.093	129.3953	0.0016	0.0023	0.25	OK	1
SLV11	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0035	-0.0051	0.25	OK	1
SLV12	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0034	-0.0049	0.25	OK	1
SLV13	1F	7	1325.093	129.3953	0.0016	0.0023	0.25	OK	1
SLV14	1F	7	1325.093	129.3953	0.0017	0.0025	0.25	OK	1
SLV15	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0033	-0.0048	0.25	OK	1
SLV16	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0034	-0.0050	0.25	OK	1
SLV17	1F	7	1325.093	129.3953	0.0071	0.0103	0.25	OK	1
SLV18	1F	7	1325.093	129.3953	0.0071	0.0104	0.25	OK	1
SLV19	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0085	-0.0124	0.25	OK	1
SLV20	1F	7	1325.093	129.3953	-0.008	-0.0117	0.25	OK	1
SLV21	1F	7	1325.093	129.3953	0.0069	0.0101	0.25	OK	1
SLV22	1F	7	1325.093	129.3953	0.0073	0.0106	0.25	OK	1
SLV23	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0083	-0.0121	0.25	OK	1
SLV24	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0081	-0.0119	0.25	OK	1
SLV25	1F	7	1325.093	129.3953	0.0069	0.0101	0.25	OK	1
SLV26	1F	7	1325.093	129.3953	0.0069	0.0102	0.25	OK	1
SLV27	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0086	-0.0126	0.25	OK	1
SLV28	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0081	-0.0119	0.25	OK	1
SLV29	1F	7	1325.093	129.3953	0.0067	0.0099	0.25	OK	1
SLV30	1F	7	1325.093	129.3953	0.0071	0.0104	0.25	OK	1
SLV31	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0084	-0.0123	0.25	OK	1
SLV32	1F	7	1325.093	129.3953	-0.0083	-0.0121	0.25	OK	1

Tabella 3.4 - Verifica non linearità geometriche direzione y.

### 3.2.3 VERIFICA DRIFT DI PIANO

In Tabella 3.5 è riportato il riassunto delle verifiche eseguite per gli SLD della verifica del drift di piano secondo § 7.3.7.2 [2].

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

Load case	Story	Story Height	P-Delta Incremental Factor	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements			
					Node	Story Drift	Story Drift Ratio	Remark
		[m]	[-]	[-]		[m]	[-]	
SLD01	1F	7.00	1.00	0.0050	15	0.0043	0.0006	OK
SLD02	1F	7.00	1.00	0.0050	15	0.0042	0.0006	OK
SLD03	1F	7.00	1.00	0.0050	16	0.0046	0.0007	OK
SLD04	1F	7.00	1.00	0.0050	16	0.0045	0.0006	OK
SLD05	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0044	0.0006	OK
SLD06	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0045	0.0006	OK
SLD07	1F	7.00	1.00	0.0050	178	0.0046	0.0007	OK
SLD08	1F	7.00	1.00	0.0050	14	0.0047	0.0007	OK
SLD09	1F	7.00	1.00	0.0050	14	0.0043	0.0006	OK
SLD10	1F	7.00	1.00	0.0050	14	0.0042	0.0006	OK
SLD11	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0049	0.0007	OK
SLD12	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0048	0.0007	OK
SLD13	1F	7.00	1.00	0.0050	29	0.0039	0.0006	OK
SLD14	1F	7.00	1.00	0.0050	16	0.0040	0.0006	OK
SLD15	1F	7.00	1.00	0.0050	14	0.0044	0.0006	OK
SLD16	1F	7.00	1.00	0.0050	15	0.0046	0.0007	OK
SLD17	1F	7.00	1.00	0.0050	15	0.0039	0.0006	OK
SLD18	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0038	0.0005	OK
SLD19	1F	7.00	1.00	0.0050	16	0.0051	0.0007	OK
SLD20	1F	7.00	1.00	0.0050	29	0.0048	0.0007	OK
SLD21	1F	7.00	1.00	0.0050	15	0.0037	0.0005	OK
SLD22	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0039	0.0006	OK
SLD23	1F	7.00	1.00	0.0050	29	0.0049	0.0007	OK
SLD24	1F	7.00	1.00	0.0050	14	0.0049	0.0007	OK
SLD25	1F	7.00	1.00	0.0050	14	0.0037	0.0005	OK
SLD26	1F	7.00	1.00	0.0050	29	0.0036	0.0005	OK
SLD27	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0052	0.0007	OK
SLD28	1F	7.00	1.00	0.0050	16	0.0049	0.0007	OK
SLD29	1F	7.00	1.00	0.0050	178	0.0036	0.0005	OK
SLD30	1F	7.00	1.00	0.0050	16	0.0037	0.0005	OK
SLD31	1F	7.00	1.00	0.0050	8	0.0051	0.0007	OK
SLD32	1F	7.00	1.00	0.0050	15	0.0050	0.0007	OK

Tabella 3.5 - Verifica drift di piano.

### 3.2.4 VERIFICA DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

Load Case	Dx		Dy	
	Node	Maximum Displacement	Node	Maximum Displacement
		[cm]		[cm]
SLV01	27	0.7748	26	0.2178
SLV02	27	0.7571	26	0.2044
SLV03	27	0.7612	20	-0.3068
SLV04	27	0.7436	20	-0.2934
SLV05	20	0.7969	20	0.2046
SLV06	20	0.8144	20	0.218
SLV07	20	0.7843	196	-0.2829
SLV08	20	0.8018	26	-0.2914
SLV09	20	-0.7968	26	0.1691
SLV10	20	-0.7793	36	0.1557

## RELAZIONE DI CALCOLO

SLV11	20	-0.8094	20	-0.3516
SLV12	20	-0.7919	20	-0.3382
SLV13	196	-0.7271	20	0.1598
SLV14	27	-0.7415	20	0.1732
SLV15	27	-0.7373	26	-0.3267
SLV16	27	-0.755	26	-0.3402
SLV17	27	0.2867	26	0.7055
SLV18	20	0.2687	20	0.7077
SLV19	27	0.2416	20	-0.8455
SLV20	20	0.2267	196	-0.8041
SLV21	27	0.2634	26	0.6879
SLV22	20	0.2918	20	0.7253
SLV23	196	0.2231	20	-0.8278
SLV24	20	0.2498	26	-0.8133
SLV25	20	-0.2448	26	0.6909
SLV26	196	-0.2107	20	0.6942
SLV27	20	-0.2867	20	-0.8589
SLV28	27	-0.2436	20	-0.8142
SLV29	20	-0.2217	196	0.6761
SLV30	27	-0.2218	20	0.7119
SLV31	20	-0.2637	20	-0.8413
SLV32	27	-0.2669	26	-0.8279

Tabella 3.6 - Spostamenti massimi in copertura in combinazione SLV.

Dalla Tabella 3.6 si ricava che il massimo spostamento in combinazione SLV in direzione x, ortogonale all'edificio esistente, è pari a 0,82 cm, combinazione SLV06.

Lo spostamento massimo  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottiene moltiplicando per il fattore  $\mu_d = q = 1.5$  ( $T_1 > T_c$ , espressione (7.3.9) [2]) il valore dello spostamento  $d_{Ee}$  ottenuto dall'analisi lineare dinamica.

$$d_E = 0,82 \text{ cm} \times 1,5 = 1,23 \text{ cm.}$$

La stima dello spostamento dell'edificio esistente viene eseguita mediante la formula riportata al § 7.2.2 [2].

$$d_{E,esist.} = 1/100 \times 700 \text{ cm} \times 0,048 \text{ g} \times 1,5 / (0,5 \text{ g}) = 1,01 \text{ cm.}$$

L'ampiezza minima del giunto tra i due edifici dovrebbe quindi essere maggiore di

$$\Delta = d_E + d_{E,esist.} = 1,23 \text{ cm} + 1,01 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm.}$$

La distanza tra i due edifici, sulla base dei disegni architettonici forniti dalla stazione appaltante in corrispondenza della gronda esistente, punto di distanza minima, è superiore a 5 cm, sufficiente quindi ad evitare il martellamento tra le due strutture.

### 3.2.5 VERIFICA TRAVE TR4

- Combinazioni statiche

TRAVE SU SUOLO ELASTICO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	1	sezione rettangolare	H	70.0	B	70.0	Cs	2.5	Ci	2.5
----	---	----------------------	---	------	---	------	----	-----	----	-----

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	larghezza suola	K Winkler		Y asse
				compressione	trazione	
mensola sinistra	35.0	1	110	2.00	0.00	0.00
campata n. 1	515.0	1	110	2.00	0.00	0.00
campata n. 2	455.0	1	110	2.00	0.00	0.00
mensola destra	35.0	1	110	2.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza
1	30. diretto	

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

2                    90. diretto  
3                    30. diretto

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO  
condizione n. 1    Permanente  
condizione n. 2    Variabile  
condizione n. 3    Permanente portato

### CARICHI CONCENTRATI SUGLI APPOGGI

condizione n.	appoggio n.	carico verticale	momento	cedimento verticale	rotazione
1	1	17100	0	0	0
	2	31350	0	0	0
	3	15840	0	0	0
2	1	1160	0	0	0
	2	3140	0	0	0
	3	1010	0	0	0
3	1	0	0	0	0
	2	0	0	0	0
	3	0	0	0	0

### CARICHI LINEARI SULLE CAMPATE

	condizione n.	valore iniziale	valore finale
mensola sinistra	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0
campata n. 1	1	22	22
	2	0	0
	3	0	0
campata n. 2	1	22	22
	2	0	0
	3	0	0
mensola destra	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE ULTIMI

cond. n.	1	2	3
combinazione n. 1	1.30	1.50	0.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO QUASI PERMANENTI

cond. n.	1	2	3
combinazione n. 1	1.00	0.30	1.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO FREQUENTI

cond. n.	1	2	3
combinazione n. 1	1.00	0.60	1.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO RARI

cond. n.	1	2	3
combinazione n. 1	1.00	1.00	0.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER PRESSIONI SUL TERRENO (A1 STR)

cond. n.	1	2	3
combinazione n. 1	1.00	1.00	0.00

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo  $R_{ck} = 300$   
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio  $f_{yk} = 4500$   
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -0.0004

# RELAZIONE DI CALCOLO

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

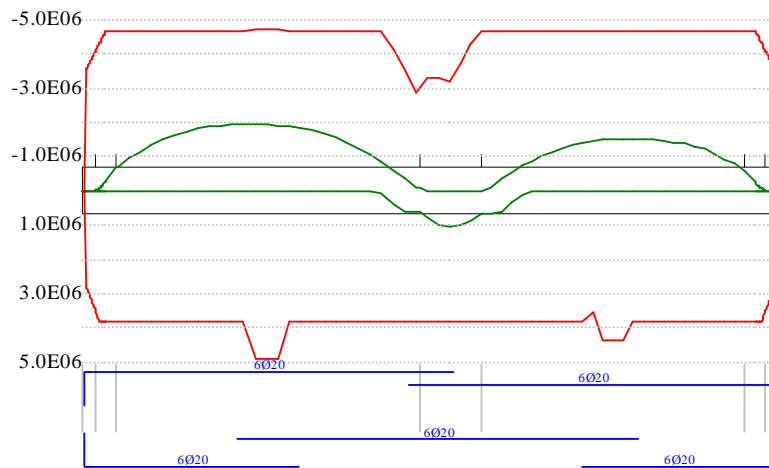
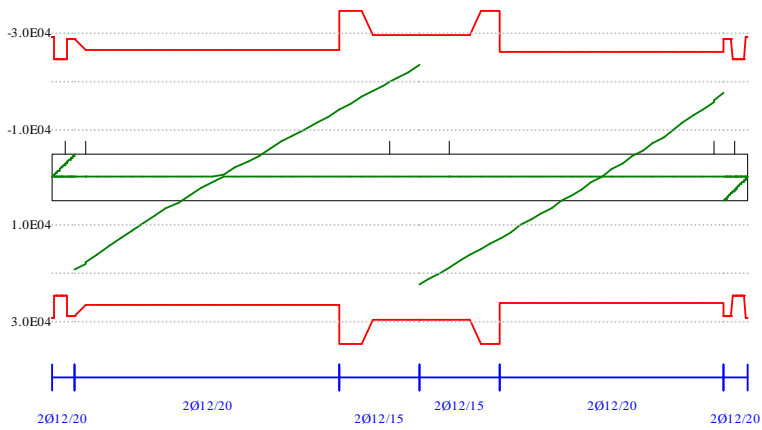


Diagramma dei tagli (daN)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

mensola sinistra tra i punti -  
sezione n. 1  
stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	0.0	3.3	0.0	3.3	0	0	0	.000	.126	.000	.000	1460	0		155	-291	0.79
4	0.0	3.3	0.0	3.3	8	270	0	.000	.126	.000	.000	1460	5		155	291	0.79
4	0.0	3.3	0.0	3.3	8	0	0	.000									
7	13.6	4.8	13.9	14.8	33	270	28483	.099	.126	.000	.000	1227	9		137	244	0.79
7	13.6	4.8	13.9	14.8	33	0	-35904	.169									
11	14.3	4.8	14.8	14.8	75	270	30274	.101	.126	.000	.000	1227	14		137	244	0.79
11	14.3	4.8	14.8	14.8	75	0	-37261	.172									
14	14.9	4.8	15.7	14.8	133	270	32063	.103	.126	.000	.000	1227	19		137	244	0.79
14	14.9	4.8	15.7	14.8	133	0	-38611	.175									
18	15.5	4.8	16.6	14.8	207	270	33851	.105	.126	.000	.000	1227	24		137	244	0.79
18	15.5	4.8	16.6	14.8	207	0	-39952	.179									
20	16.0	4.8	17.2	14.8	270	270	35128	.107	.126	.000	.000	1227	27		137	244	0.79
20	16.0	4.8	17.2	14.8	270	0	-40906	.181									
21	16.2	4.8	17.5	14.8	297	295	35638	.107	.126	.000	.000	1227	28		137	244	0.79
21	16.2	4.8	17.5	14.8	297	-138	-41288	.182									
25	16.8	4.8	18.4	14.8	404	330	37425	.110	.126	.000	.000	1449	33		154	289	0.79
25	16.8	4.8	18.4	14.8	404	-675	-42618	.185									
28	17.4	4.8	18.8	14.8	527	280	38312	.110	.126	.000	.000	1449	37		154	289	0.79
28	17.4	4.8	18.8	14.8	527	-1295	-43929	.187									
32	18.1	4.8	18.8	14.8	666	147	38313	.109	.126	.000	.000	1449	42		154	289	0.79
32	18.1	4.8	18.8	14.8	666	-1999	-45226	.189									
35	18.7	4.8	18.8	14.8	822	-69	38312	.109	.126	.000	.000	1449	47		154	289	0.79

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

35	18.7	4.8	18.8	14.8	822	-2787	-46522	.191											
stati limite di esercizio																			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	st.max	f.min	st.min		
0	0	0	0	0	0									0.47	0.94	0.47	0.94		
4	6	0	0	6	0									0.47	0.94	0.47	0.94		
7	25	0	1	24	0									0.47	0.94	0.47	0.94		
11	57	0	1	55	0									0.47	0.93	0.47	0.93		
14	101	0	3	98	0									0.46	0.93	0.46	0.93		
18	158	0	4	152	0									0.46	0.92	0.46	0.92		
20	206	0	5	199	0									0.46	0.92	0.46	0.92		
21	225	0	6	217	0									0.46	0.92	0.46	0.92		
25	252	0	6	243	0									0.46	0.92	0.46	0.92		
28	214	0	5	208	0									0.46	0.91	0.46	0.91		
32	113	0	3	113	0									0.45	0.91	0.45	0.91		
35	-52	0	1	-44	0									0.45	0.91	0.45	0.91		

campata n. 1 tra gli appoggi -  
sezione n. 1

stati limite ultimi																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VED.rid	VRd	VRsd	teta		
0	18.7	4.8	18.8	14.8	822	-69	38312	.109	.126	.000	.000	1449	-193		185	-289	0.79		
0	18.7	4.8	18.8	14.8	822	-2787	-46522	.191											
15	18.8	4.8	18.8	14.8	-1945	-7110	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-178		185	-263	0.79		
52	18.8	4.8	18.8	14.8	-7809	-11609	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-143		185	-263	0.79		
103	18.8	4.8	18.8	14.8	-13933	-16360	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-96		185	-263	0.79		
155	18.8	4.8	18.8	14.8	-17702	-18828	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-51		185	-263	0.79		
206	18.8	4.8	18.8	14.8	-19233	-19261	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-9		185	-263	0.79		
258	18.8	4.8	24.2	14.8	-18611	-19205	-46950	.196	.115	.000	.000	1449	33		185	263	0.79		
309	18.8	4.8	18.8	14.8	-15894	-17691	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	73		185	263	0.79		
361	18.8	4.8	18.8	14.8	-11114	-14099	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	113		176	263	0.79		
412	18.8	4.8	18.8	14.8	-4286	-8451	-46840	.191	.151	.000	.000	1449	152		154	346	0.79		
464	9.9	4.8	18.8	14.8	4596	5890	38293	.123	.151	.000	.000	1227	192		171	293	0.79		
464	9.9	4.8	18.8	14.8	4596	-755	-28603	.167											
470	8.8	4.8	18.8	14.8	5890	5890	38285	.126	.151	.000	.000	1227	198		171	293	0.79		
470	8.8	4.8	18.8	14.8	5890	-755	-26191	.164											
515	11.5	4.8	18.8	14.8	15546	10446	38301	.119	.151	.000	.000	1227	233		171	293	0.79		

stati limite di esercizio																			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	st.max	f.min	st.min		
0	-52	0	1	-44	0									0.45	0.91	0.45	0.91		
15	-1480	2	36	-1404	2									0.44	0.89	0.44	0.89		
52	-5945	10	143	-5662	9									0.43	0.86	0.43	0.86		
103	-10609	17	255	-10114	16									0.41	0.82	0.41	0.82		
155	-13481	22	324	-12864	21									0.39	0.78	0.39	0.78		
206	-14652	24	353	-14002	23									0.38	0.76	0.38	0.76		
258	-14186	23	340	-13594	22									0.37	0.75	0.37	0.75		
309	-12128	20	292	-11685	19									0.37	0.74	0.37	0.74		
361	-8505	14	205	-8302	14									0.37	0.74	0.37	0.74		
412	-3326	5	80	-3459	6									0.37	0.74	0.37	0.74		
464	3411	6	85	2846	5									0.37	0.74	0.37	0.74		
470	4393	7	109	3765	6									0.37	0.74	0.37	0.74		
515	7849	13	194	7000	12									0.37	0.75	0.37	0.75		

campata n. 2 tra gli appoggi -  
sezione n. 1

stati limite ultimi																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VED.rid	VRd	VRsd	teta		
0	11.5	4.8	18.8	14.8	15546	10446	38301	.119	.151	.000	.000	1227	-222		171	-293	0.79		
45	18.8	4.8	18.8	14.8	6370	6370	38312	.109	.151	.000	.000	1227	-186		171	-293	0.79		
46	18.8	4.8	18.8	14.8	6274	6370	38312	.109	.151	.000	.000	1227	-186		171	-293	0.79		
91	18.8	4.8	18.8	14.8	-1344	-5413	-46840	.191	.151	.000	.000	1449	-149		185	-346	0.79		
137	18.8	4.8	18.8	14.8	-7291	-10255	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	-112		185	-260	0.79		
182	18.8	4.8	18.8	14.8	-11541	-13384	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	-75		185	-260	0.79		
228	18.8	4.8	21.6	14.8	-14068	-14766	-46901	.194	.113	.000	.000	1449	-36		185	-260	0.79		
258	18.8	4.8	21.6	14.8	-14777	-14834	-46901	.194	.113	.000	.000	1449	-10		185	-260	0.79		
273	18.8	4.8	18.8	14.8	-14834	-14834	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	3		185	260	0.79		
319	18.8	4.8	18.8	14.8	-13793	-14676	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	43		185	260	0.79		
364	18.8	4.8	18.8	14.8	-10888	-12995	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	85		185	260	0.79		
410	18.8	4.8	18.8	14.8	-6045	-9426	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	128		185	260	0.79		
440	18.8	4.8	18.8	14.8	-1667	-5959	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	159		185	260	0.79		
455	18.7	4.8	18.8	14.8	827	-1	38312	.109	.126	.000	.000	1449	174		185	289	0.79		
455	18.7	4.8	18.8	14.8	827	-2283	-46522	.191											

stati limite di esercizio																			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	st.max	f.min	st.min		
0	7849	13	194	7000	12									0.37	0.75	0.37	0.75		
45	4757	8	116	4106	7									0.38	0.75	0.38	0.75		
46	4684	8	114	4038	6									0.38	0.75	0.38	0.75		
91	-1095	2	26	-1370	2									0.38	0.76	0.38	0.76		
137	-5604	9	135	-5585	9									0.38	0.77	0.38	0.77		
182	-8826	14	212	-8589	14									0.39	0.78	0.39	0.78		
228	-10738	17	258	-10360	17									0.39	0.79	0.39	0.79		
258	-11272	18	271	-10841	18									0.40	0.80	0.40	0.80		
273	-11313	18	272	-10868	18									0.40	0.80	0.40	0.80		
319	-10514	17	253	-10076	16									0.41	0.82	0.41	0.82		
364	-8297	13	200	-7939	13									0.42	0.85	0.42	0.85		
410	-4605	7	111	-4400	7									0.44	0.88	0.44	0.88		
440	-1269	2	31	-1209	2									0.45	0.90	0.45	0.90		
455	0	0	0	4	0									0.46	0.92	0.46	0.92		



## RELAZIONE DI CALCOLO

mensola destra tra i punti -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VED.ri	VRd	VRsd	teta
0	18.7	4.8	18.8	14.8	827	-1	38312	.109	.126	.000	.000	1449	-47		154	-289	0.79
0	18.7	4.8	18.8	14.8	827	-2283	-46522	.191									
4	18.1	4.8	18.8	14.8	671	187	38313	.109	.126	.000	.000	1449	-42		154	-289	0.79
4	18.1	4.8	18.8	14.8	671	-1625	-45226	.189									
7	17.4	4.8	18.8	14.8	531	299	38312	.110	.126	.000	.000	1449	-38		154	-289	0.79
7	17.4	4.8	18.8	14.8	531	-1044	-43929	.187									
11	16.8	4.8	18.4	14.8	407	336	37425	.110	.126	.000	.000	1449	-33		154	-289	0.79
11	16.8	4.8	18.4	14.8	407	-538	-42618	.185									
14	16.2	4.8	17.5	14.8	299	297	35638	.107	.126	.000	.000	1227	-28		137	-244	0.79
14	16.2	4.8	17.5	14.8	299	-109	-41288	.182									
15	16.0	4.8	17.2	14.8	271	271	35128	.107	.126	.000	.000	1227	-27		137	-244	0.79
15	16.0	4.8	17.2	14.8	271	0	-40906	.181									
18	15.5	4.8	16.6	14.8	208	271	33851	.105	.126	.000	.000	1227	-24		137	-244	0.79
18	15.5	4.8	16.6	14.8	208	0	-39952	.179									
21	14.9	4.8	15.7	14.8	133	271	32063	.103	.126	.000	.000	1227	-19		137	-244	0.79
21	14.9	4.8	15.7	14.8	133	0	-38611	.175									
25	14.3	4.8	14.8	14.8	75	271	30274	.101	.126	.000	.000	1227	-14		137	-244	0.79
25	14.3	4.8	14.8	14.8	75	0	-37261	.172									
28	13.6	4.8	13.9	14.8	33	271	28483	.099	.126	.000	.000	1227	-10		137	-244	0.79
28	13.6	4.8	13.9	14.8	33	0	-35904	.169									
32	0.0	3.3	0.0	3.3	8	271	0	.000	.126	.000	.000	1460	-5		155	-291	0.79
32	0.0	3.3	0.0	3.3	8	0	0	.000									
35	0.0	3.3	0.0	3.3	0	0	0	.000	.126	.000	.000	1460	0		155	291	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	σt.max	f.min	σt.min
0	0	0	0	4	0									0.46	0.92	0.46	0.92
4	143	0	4	141	0									0.46	0.92	0.46	0.92
7	229	0	6	222	0									0.46	0.92	0.46	0.92
11	257	0	6	248	0									0.46	0.93	0.46	0.93
14	226	0	6	219	0									0.46	0.93	0.46	0.93
15	207	0	5	200	0									0.46	0.93	0.46	0.93
18	159	0	4	153	0									0.47	0.93	0.47	0.93
21	102	0	3	98	0									0.47	0.94	0.47	0.94
25	57	0	1	55	0									0.47	0.94	0.47	0.94
28	25	0	1	25	0									0.47	0.94	0.47	0.94
32	6	0	0	6	0									0.47	0.94	0.47	0.94
35	0	0	0	0	0									0.47	0.95	0.47	0.95

La pressione massima in esercizio, combinazione rara, risulta pari a 94,6 kN/m<sup>2</sup> (0,946 kg/cm<sup>2</sup>), con un valore medio pari a circa 80 kN/m<sup>2</sup> (0,80 kg/cm<sup>2</sup>).

### • Combinazioni sismiche

La verifica delle strutture di fondazione per le combinazioni sismiche di progetto SLV è stata eseguita in conformità al § 7.2.5 [2], operando il confronto tra:

- la forza assiale negli elementi strutturali derivante dalla combinazione delle azioni sotto azioni sismiche associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio;
- le azioni trasferite dagli elementi strutturali soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD "B";
- le azioni derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Per la struttura in oggetto è risultato dimensionante il caso b.

TRAVE SU SUOLO ELASTICO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione rettangolare H 70.0 B 70.0 Cs 2.5 Ci 2.5

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	larghezza suola	K Winkler			
				compressione	trazione	Y asse	
mensola sinistra	35.0	1	110	2.00	0.00	0.00	
campata n. 1	515.0	1	110	2.00	0.00	0.00	
campata n. 2	455.0	1	110	2.00	0.00	0.00	
mensola destra	35.0	1	110	2.00	0.00	0.00	

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza
1	30.	diretto
2	90.	diretto

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

3                      30. diretto

### CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

condizione n. 1    Permanente  
condizione n. 2    Variabile  
condizione n. 3    Permanente portato

### CARICHI CONCENTRATI SUGLI APPOGGI

condizione n.	appoggio n.	carico verticale	momento	cedimento verticale	rotazione
1	1	17100	0	0	0
	2	31350	0	0	0
	3	15840	0	0	0
2	1	0	530000	0	0
	2	0	4710000	0	0
	3	0	530000	0	0
3	1	0	0	0	0
	2	0	0	0	0
	3	0	0	0	0

### CARICHI LINEARI SULLE CAMPATE

	condizione n.	valore iniziale	valore finale
mensola sinistra	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0
campata n. 1	1	22	22
	2	0	0
	3	0	0
campata n. 2	1	22	22
	2	0	0
	3	0	0
mensola destra	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE ULTIMI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3
1	1.00	1.00	0.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO QUASI PERMANENTI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3
1	1.00	1.00	1.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO FREQUENTI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3
1	1.00	0.60	1.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO RARI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3
1	1.00	1.00	0.00

### COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER PRESSIONI SUL TERRENO (A1 STR)

combinazione n.	cond. n. 1	2	3
1	1.00	1.00	0.00

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo  $R_{ck} = 300$   
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio  $f_{yk} = 4500$   
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3) = 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4) = -0.0004

# RELAZIONE DI CALCOLO

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

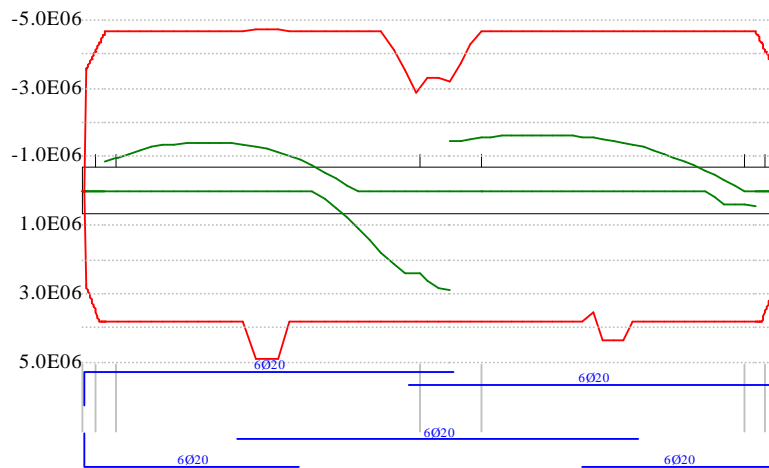
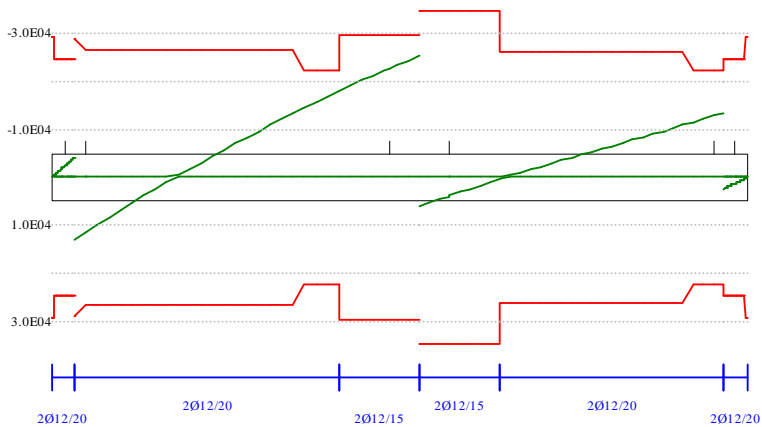


Diagramma dei tagli (daN)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

mensola sinistra tra i punti -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	0.0	3.3	0.0	3.3	0	0	0	.000	.126	.000	.000	1460	0		155	-291	0.79
4	0.0	3.3	0.0	3.3	8	244	0	.000	.126	.000	.000	1460	4		155	291	0.79
4	0.0	3.3	0.0	3.3	8	0	0	.000									
7	13.6	4.8	13.9	14.8	30	244	28483	.099	.126	.000	.000	1227	9		137	244	0.79
7	13.6	4.8	13.9	14.8	30	0	-35904	.169									
11	14.3	4.8	14.8	14.8	67	244	30274	.101	.126	.000	.000	1227	13		137	244	0.79
11	14.3	4.8	14.8	14.8	67	0	-37261	.172									
14	14.9	4.8	15.7	14.8	120	244	32063	.103	.126	.000	.000	1227	17		137	244	0.79
14	14.9	4.8	15.7	14.8	120	0	-38611	.175									
18	15.5	4.8	16.6	14.8	187	244	33851	.105	.126	.000	.000	1227	21		137	244	0.79
18	15.5	4.8	16.6	14.8	187	0	-39952	.179									
20	16.0	4.8	17.2	14.8	244	244	35128	.107	.126	.000	.000	1227	24		137	244	0.79
20	16.0	4.8	17.2	14.8	244	0	-40906	.181									
21	16.2	4.8	17.5	14.8	269	267	35638	.107	.126	.000	.000	1227	25		137	244	0.79
25	16.8	4.8	18.4	14.8	365	337	37425	.110	.126	.000	.000	1227	30		137	244	0.79
28	17.4	4.8	18.8	14.8	476	386	38312	.110	.126	.000	.000	1227	34		137	244	0.79
32	18.1	4.8	18.8	14.8	602	416	38313	.109	.126	.000	.000	1227	38		137	244	0.79
35	18.7	4.8	18.8	14.8	742	426	38312	.109	.126	.000	.000	1227	42		137	244	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	σt.max	f.min	σt.min
0	0	0	0	0	0									0.56	1.12	0.56	1.12

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

4	8	0	0	8	0	0.56	1.11	0.56	1.11
7	30	0	1	30	0	0.55	1.11	0.55	1.11
11	67	0	2	67	0	0.55	1.10	0.55	1.10
14	120	0	3	120	0	0.55	1.10	0.55	1.10
18	187	0	5	187	0	0.55	1.09	0.55	1.09
20	244	0	6	244	0	0.54	1.09	0.54	1.09
21	267	0	7	267	0	0.54	1.09	0.54	1.09
25	337	1	8	337	1	0.54	1.08	0.54	1.08
28	386	1	9	386	1	0.54	1.08	0.54	1.08
32	416	1	10	416	1	0.54	1.07	0.54	1.07
35	426	1	10	426	1	0.53	1.07	0.53	1.07

campata n. 1 tra gli appoggi -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	18.7	4.8	18.8	14.8	-4558	-8691	-46522	.191	.126	.000	.000	1449	-129		185	-289	0.79
15	18.8	4.8	18.8	14.8	-6370	-9552	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-115		185	-263	0.79
52	18.8	4.8	18.8	14.8	-9966	-11982	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-82		185	-263	0.79
103	18.8	4.8	18.8	14.8	-13024	-13750	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-37		185	-263	0.79
137	18.8	4.8	18.8	14.8	-13826	-13869	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	-9		185	-263	0.79
155	18.8	4.8	18.8	14.8	-13869	-13869	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	4		185	263	0.79
206	18.8	4.8	18.8	14.8	-12611	-13566	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	44		185	263	0.79
258	18.8	4.8	24.2	14.8	-9332	-11443	-46950	.196	.115	.000	.000	1449	83		185	263	0.79
309	18.8	4.8	18.8	14.8	-4102	-7331	-46840	.191	.115	.000	.000	1449	120		185	263	0.79
361	18.8	4.8	18.8	14.8	3009	7956	38312	.109	.115	.000	.000	1227	156		171	223	0.79
361	18.8	4.8	18.8	14.8	3009	-1298	-46840	.191									
412	18.8	4.8	18.8	14.8	11927	17876	38312	.109	.151	.000	.000	1227	190		171	293	0.79
464	9.9	4.8	18.8	14.8	22561	24040	38293	.123	.151	.000	.000	1227	222		171	293	0.79
470	8.8	4.8	18.8	14.8	24040	24040	38285	.126	.151	.000	.000	1227	226		171	293	0.79
515	11.5	4.8	18.8	14.8	34792	29132	38301	.119	.151	.000	.000	1227	252		171	293	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	of.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	st.max	f.min	st.min
0	-5510	9	133	-5510	9									0.53	1.07	0.53	1.07
15	-6370	10	153	-6370	10									0.52	1.05	0.52	1.05
52	-9966	16	240	-9966	16									0.50	1.01	0.50	1.01
103	-13024	21	313	-13024	21									0.48	0.96	0.48	0.96
137	-13826	22	333	-13826	22									0.47	0.93	0.47	0.93
155	-13869	23	334	-13869	23									0.46	0.92	0.46	0.92
206	-12611	21	303	-12611	21									0.45	0.89	0.45	0.89
258	-9332	15	224	-9332	15									0.44	0.87	0.44	0.87
309	-4102	7	99	-4102	7									0.42	0.85	0.42	0.85
361	3009	5	73	3009	5									0.41	0.82	0.41	0.82
412	11927	19	291	11927	19									0.40	0.79	0.40	0.79
464	22561	67	2400	22561	67	33.8	0.18	0.11	0.25					0.38	0.75	0.38	0.75
470	24040	72	2560	24040	72	33.8	0.19	0.12	0.28					0.37	0.74	0.37	0.74
515	29132	85	3096	29132	85	33.9	0.26	0.16	0.35					0.35	0.70	0.35	0.70

campata n. 2 tra gli appoggi -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	11.5	4.8	18.8	14.8	-12308	-14613	-31759	.171	.151	.000	.000	1449	-61		157	-346	0.79
45	18.8	4.8	18.8	14.8	-14539	-15471	-46840	.191	.151	.000	.000	1449	-38		185	-346	0.79
46	18.8	4.8	18.8	14.8	-14560	-15471	-46840	.191	.151	.000	.000	1449	-38		185	-346	0.79
91	18.8	4.8	18.8	14.8	-15790	-16080	-46840	.191	.151	.000	.000	1449	-16		185	-346	0.79
106	18.8	4.8	18.8	14.8	-15988	-16084	-46840	.191	.151	.000	.000	1449	-10		185	-346	0.79
137	18.8	4.8	18.8	14.8	-16081	-16084	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	4		185	260	0.79
182	18.8	4.8	18.8	14.8	-15488	-15971	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	22		185	260	0.79
228	18.8	4.8	21.6	14.8	-14049	-15081	-46901	.194	.113	.000	.000	1449	41		185	260	0.79
273	18.8	4.8	18.8	14.8	-11781	-13353	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	59		185	260	0.79
319	18.8	4.8	18.8	14.8	-8687	-10799	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	77		185	260	0.79
364	18.8	4.8	18.8	14.8	-4755	-7416	-46840	.191	.113	.000	.000	1449	96		185	260	0.79
410	18.8	4.8	18.8	14.8	35	3642	38312	.109	.113	.000	.000	1227	115		171	220	0.79
410	18.8	4.8	18.8	14.8	35	-3189	-46840	.191									
440	18.8	4.8	18.8	14.8	3743	3743	38312	.109	.113	.000	.000	1227	128		171	220	0.79
455	18.7	4.8	18.8	14.8	5714	4704	38312	.109	.126	.000	.000	1227	135		171	244	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	of.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	st.max	f.min	st.min
0	-13681	23	339	-13681	23									0.35	0.70	0.35	0.70
45	-14539	24	350	-14539	24									0.33	0.65	0.33	0.65
46	-14560	24	350	-14560	24									0.32	0.65	0.32	0.65
91	-15790	26	380	-15790	26									0.31	0.61	0.31	0.61
106	-15988	39	1455	-15988	39					26.4	0.09	0.06	0.11	0.30	0.60	0.30	0.60
137	-16081	39	1463	-16081	39					26.4	0.09	0.06	0.11	0.29	0.59	0.29	0.59
182	-15488	25	373	-15488	25									0.29	0.57	0.29	0.57
228	-14049	23	338	-14049	23									0.28	0.57	0.28	0.57
273	-11781	19	283	-11781	19									0.28	0.56	0.28	0.56
319	-8687	14	209	-8687	14									0.28	0.57	0.28	0.57
364	-4755	8	114	-4755	8									0.29	0.58	0.29	0.58
410	35	0	1	35	0									0.30	0.59	0.30	0.59
440	3743	6	91	3743	6									0.30	0.60	0.30	0.60
455	4704	8	115	4704	8									0.30	0.61	0.30	0.61

mensola destra tra i punti -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	18.7	4.8	18.8	14.8	414	237	38312	.109	.126	.000	.000	1227	-24		137	-244	0.79

## RELAZIONE DI CALCOLO

4	18.1	4.8	18.8	14.8	336	232	38313	.109	.126	.000	.000	1227	-21	137	-244	0.79	
7	17.4	4.8	18.8	14.8	265	215	38312	.110	.126	.000	.000	1227	-19	137	-244	0.79	
11	16.8	4.8	18.4	14.8	203	188	37425	.110	.126	.000	.000	1227	-17	137	-244	0.79	
14	16.2	4.8	17.5	14.8	150	149	35638	.107	.126	.000	.000	1227	-14	137	-244	0.79	
15	16.0	4.8	17.2	14.8	136	136	35128	.107	.126	.000	.000	1227	-14	137	-244	0.79	
15	16.0	4.8	17.2	14.8	136	0	-40906	.181									
18	15.5	4.8	16.6	14.8	104	136	33851	.105	.126	.000	.000	1227	-12	137	-244	0.79	
18	15.5	4.8	16.6	14.8	104	0	-39952	.179									
21	14.9	4.8	15.7	14.8	67	136	32063	.103	.126	.000	.000	1227	-9	137	-244	0.79	
21	14.9	4.8	15.7	14.8	67	0	-38611	.175									
25	14.3	4.8	14.8	14.8	37	136	30274	.101	.126	.000	.000	1227	-7	137	-244	0.79	
25	14.3	4.8	14.8	14.8	37	0	-37261	.172									
28	13.6	4.8	13.9	14.8	17	136	28483	.099	.126	.000	.000	1227	-5	137	-244	0.79	
28	13.6	4.8	13.9	14.8	17	0	-35904	.169									
32	0.0	3.3	0.0	3.3	4	136	0	.000	.126	.000	.000	1460	-2	155	-291	0.79	
32	0.0	3.3	0.0	3.3	4	0	0	.000									
35	0.0	3.3	0.0	3.3	0	0	0	.000	.126	.000	.000	1460	0	155	291	0.79	
stati limite di esercizio																	
x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	σt.max	f.min	σt.min
0	237	0	6	237	0									0.30	0.61	0.30	0.61
4	232	0	6	232	0									0.30	0.61	0.30	0.61
7	215	0	5	215	0									0.30	0.61	0.30	0.61
11	188	0	5	188	0									0.31	0.61	0.31	0.61
14	149	0	4	149	0									0.31	0.61	0.31	0.61
15	136	0	3	136	0									0.31	0.61	0.31	0.61
18	104	0	3	104	0									0.31	0.61	0.31	0.61
21	67	0	2	67	0									0.31	0.61	0.31	0.61
25	37	0	1	37	0									0.31	0.62	0.31	0.62
28	17	0	0	17	0									0.31	0.62	0.31	0.62
32	4	0	0	4	0									0.31	0.62	0.31	0.62
35	0	0	0	0	0									0.31	0.62	0.31	0.62

La pressione massima in combinazione sismica SLV, condizione ultima, è pari a 111,6 kN/m<sup>2</sup> (1,12 kg/cm<sup>2</sup>).

## 3.2.6 VERIFICA PILASTRO 1

La verifica del pilastro nelle combinazioni sismiche è stata eseguita nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze in conformità al § 7.4.4.2 [2], adottando un fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}=1.1$ , conformemente alla classe di duttilità CD “B” adottata.

- Azioni di progetto

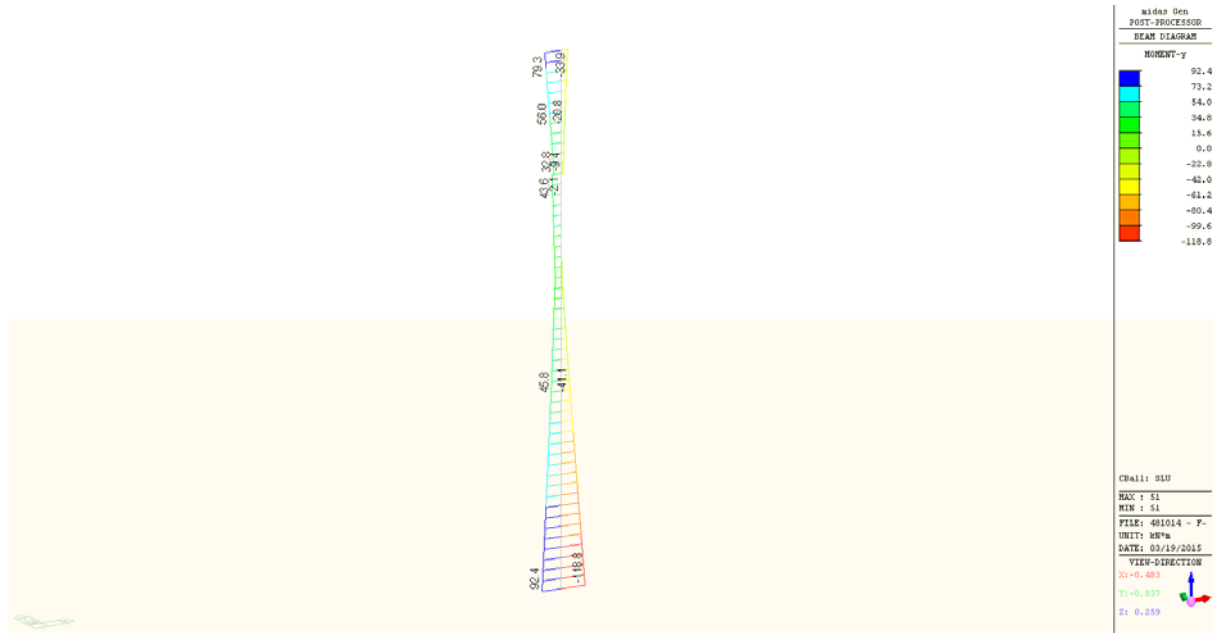


Figura 3.2 - Pilastro 1: involucro momenti My combinazioni SLU.

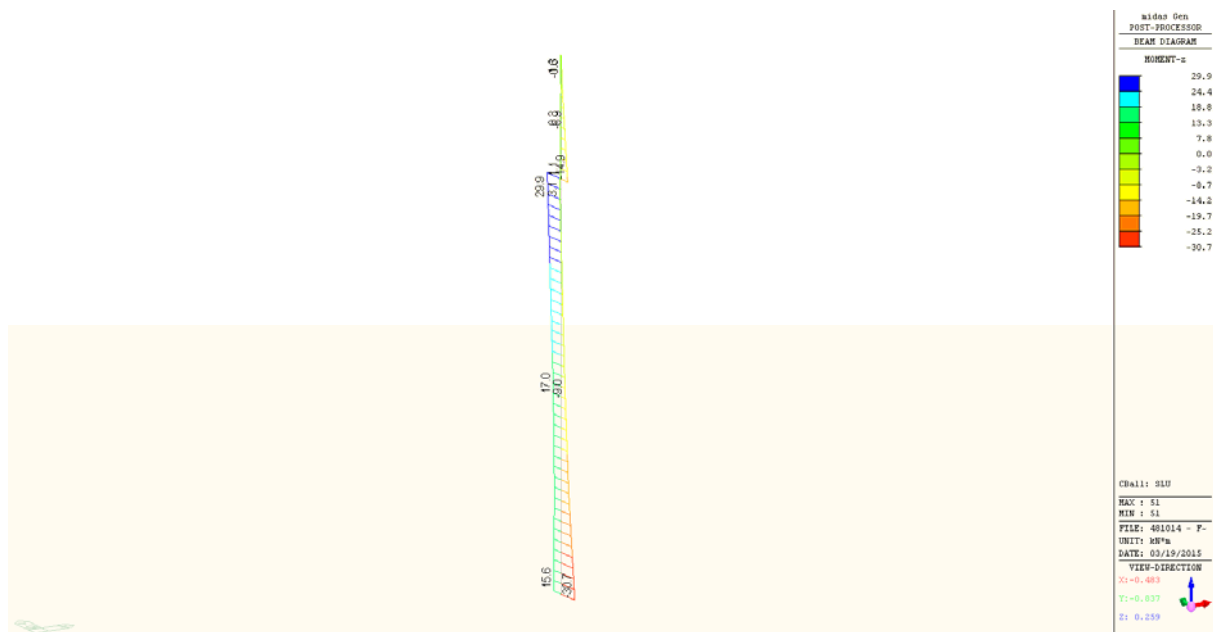


Figura 3.3 - Pilastro 1: involucro momenti Mz combinazioni SLU.

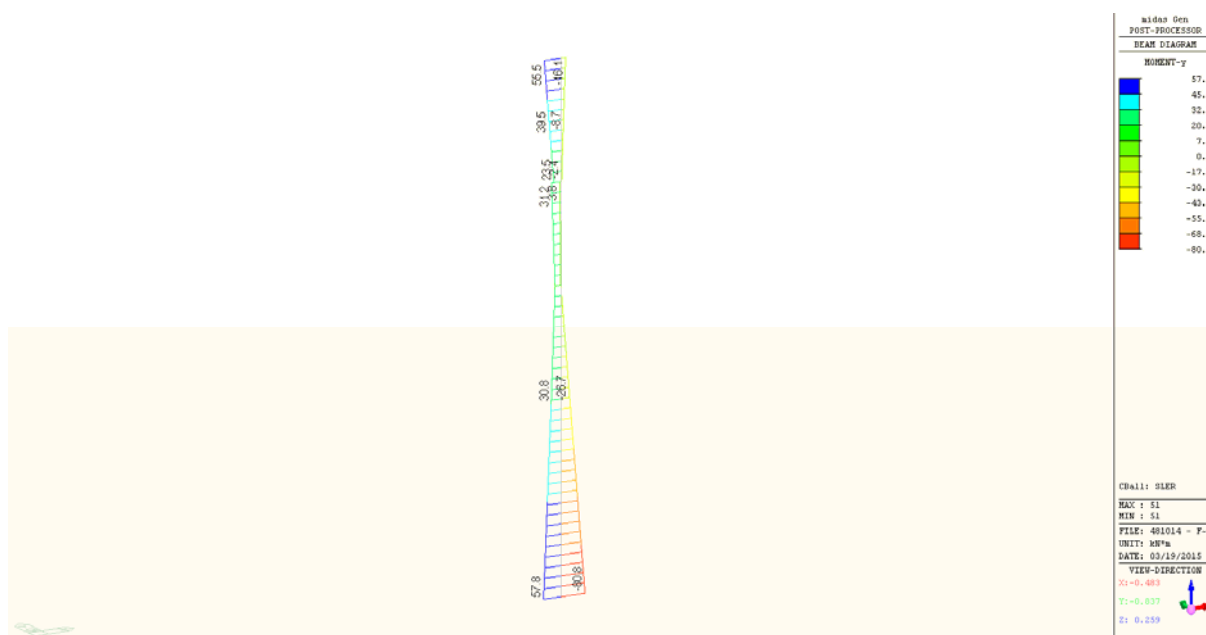


Figura 3.4 - Pilastro 1: involucro momenti  $M_y$  combinazioni SLE rara (caratteristica).

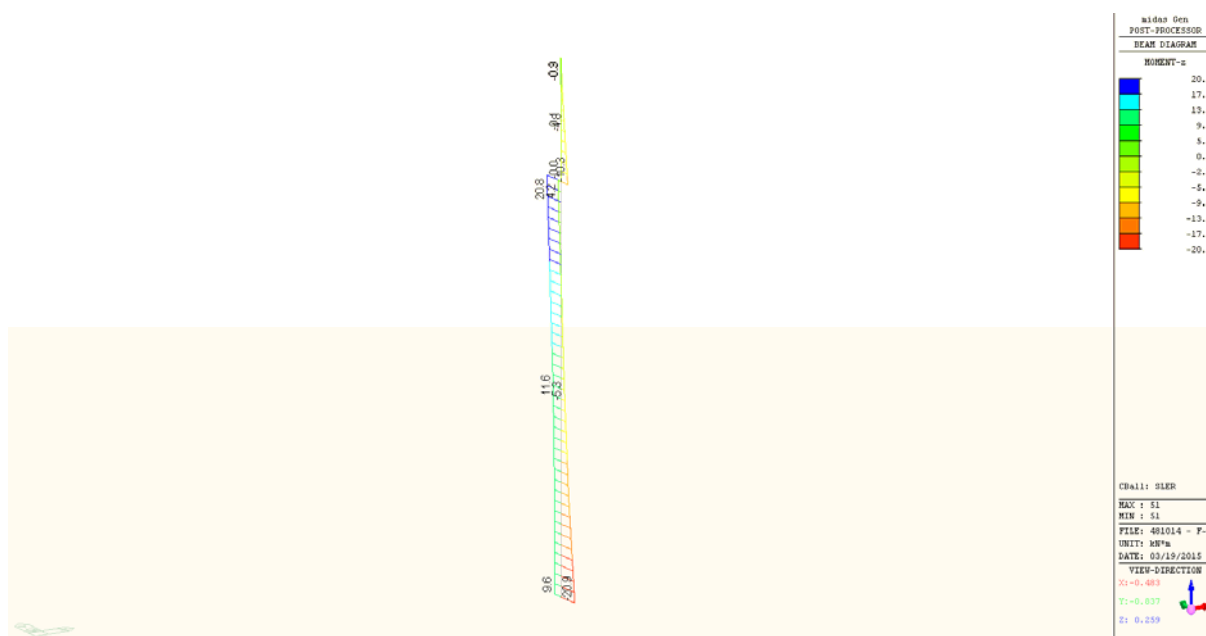


Figura 3.5 - Pilastro 1: involucro momenti  $M_z$  combinazioni SLE rara (caratteristica).

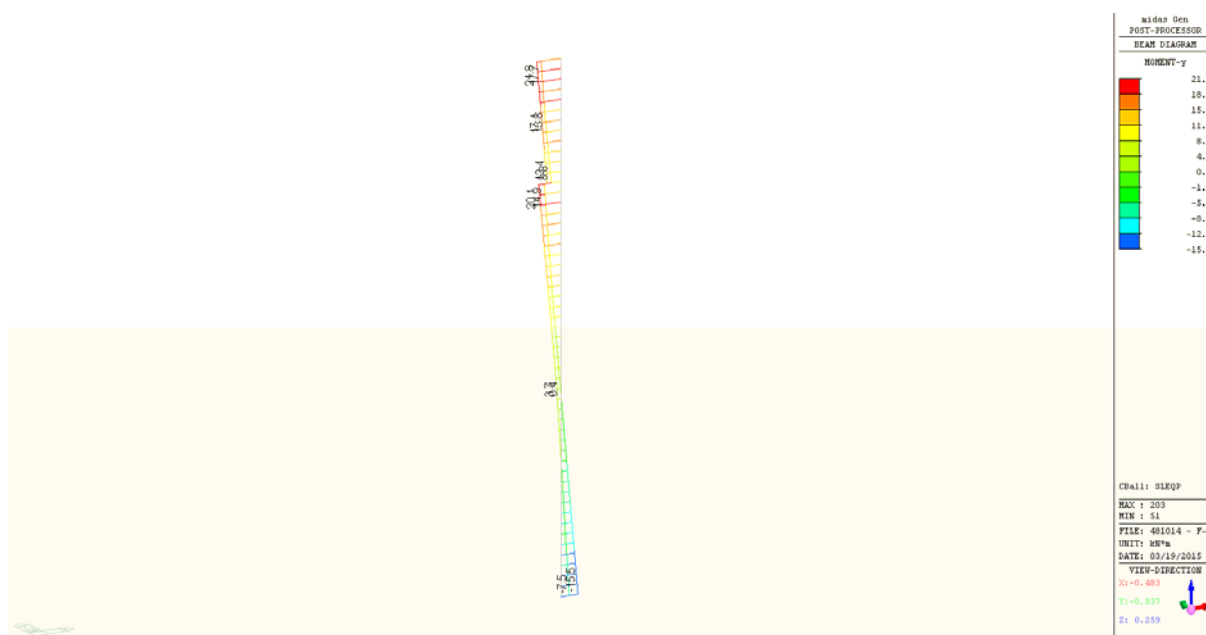
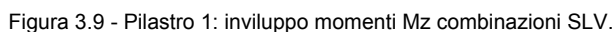
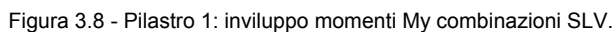


Figura 3.6 - Pilastro 1: involucro momenti My combinazioni SLE quasi permanente.



Figura 3.7 - Pilastro 1: involucro momenti Mz combinazioni SLE quasi permanente.





Si riporta di seguito il report delle verifiche eseguite col programma Midas Gen.

\*.UNIT SYSTEM : kN, m

\*DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 4) : PIL70x30

Section Type : Rectangular with Ties (RT)

Section Height (HTc) = 7.000 m.

Section Depth (Hc) = 0.700 m.

Section Width (Bc) = 0.300 m.

Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.060 m.

Concrete Strength (fck) = 25000.000 KPa.

Modulus of Elasticity ( $E_c$ ) = 31475806.210 KPa.

Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.

Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

\*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.

Special Provisions For Seismic Design.

-. Seismic Scale Up Factor for Shear ( $\alpha_2$ ) = 1.000

\*.REBAR PATTERN = RT - 14 - 6 - P20      Unit : m.

i	d <sub>yi</sub>	d <sub>zi</sub>	Rebar	Asi
1	-0.090	-0.290	1-P20	0.00031
2	-0.090	-0.174	1-P20	0.00031
3	-0.090	-0.058	1-P20	0.00031
4	-0.090	0.058	1-P20	0.00031
5	-0.090	0.174	1-P20	0.00031
6	-0.090	0.290	1-P20	0.00031
7	0.000	0.290	1-P20	0.00031
8	0.090	0.290	1-P20	0.00031
9	0.090	0.174	1-P20	0.00031
10	0.090	0.058	1-P20	0.00031
11	0.090	-0.058	1-P20	0.00031
12	0.090	-0.174	1-P20	0.00031
13	0.090	-0.290	1-P20	0.00031
14	0.000	-0.290	1-P20	0.00031

=====  
 [[[\*]]] CALCULATE SLENDERNESS RATIOS, MAGNIFIED FORCES/MOMENTS.  
 =====

( ). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : kN., m.

\*.Load combination ID = 163

Load Case	N <sub>Ed</sub>	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DL+LL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Others	230.18	-175.80	-70.17	-2.31	19.38
<hr/>					
DL+LL+Others	230.18	-175.80	-70.17	-2.31	19.38

( ). Check slenderness ratios of frame.

-. Slenderness ratio limits.

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.0774$$

$$A = 0.7000$$

$$B = 1.1000$$

My01 = the numerically smaller value both Myi and Myj.

My02 = the numerically larger value both Myi and Myj.

$$r_{my} = My01 / My02 = 0.3991$$

$$C_y = 1.7 - r_{my} = 1.3009$$

$$SR_y = 72.021$$

Mz01 = the numerically smaller value both Mzi and Mzj.

Mz02 = the numerically larger value both Mzi and Mzj.

$$r_{mz} = Mz01 / Mz02 = -0.1194$$

$$C_z = 1.7 - r_{mz} = 1.8194$$

$$SR_z = 100.730$$

-. Radii of gyration.

$$i_y = H_c / \sqrt{12} = 0.202 \text{ m.}$$

$$i_z = B_c / \sqrt{12} = 0.087 \text{ m.}$$

-. Unbraced lengths.

$$L_{oy} = 7.000 \text{ m.}$$

$$L_{oz} = 5.400 \text{ m.}$$

-. Effective length factors.

$$K_y = 2.100$$

$$K_z = 2.100$$

-. SLENY =  $K_y \cdot L_{oy} / i_y = 72.746 > SR_y \rightarrow$  SLENDER.

-. SLENz =  $K_z \cdot L_{oz} / i_z = 130.943 > SR_z \rightarrow$  SLENDER.

( ). Calculate design moment for slender/non-slender element about major axis.

-. Nominal second order moment.

$$\nu_u = 1 + \omega = 1.105 \text{ (assumed that } \omega = 0.105 \text{ when } B = 1.1)$$

$$n_{bal} = 0.4$$

$$k_r = \min[(\nu_u - n) / (\nu_u - n_{bal}), 1.0] = 1.000$$

$$k_{phi} = 1.0 \text{ (ignoring creep)}$$

$$d = H_c - d_o = 0.640 \text{ m.}$$

$$1/r = k_r \cdot k_{phi} \cdot [f_{yd} / (E_s \cdot 0.45 \cdot d)] = 6.793e-006$$

$$e_{y2} = [(1/r) \cdot (K_y \cdot L_{oy})^2] / 10 = 0.147 \text{ m.}$$

$$My2 = N_{Ed} \cdot e_{y2} = 33.791 \text{ kN-m.}$$

-. M<sub>Edy\_e</sub> = My02 + My2 = 209.588 kN-m.

-. M<sub>Edy</sub> = 175.797 kN-m.

-. M<sub>Edy\_e</sub> > M<sub>Edy</sub>  $\rightarrow$  M<sub>Edy\_e</sub> is applied for design.

( ). Calculate design moment for slender/non-slender element about minor axis.

-. Nominal second order moment.

$$\nu_u = 1 + \omega = 1.105 \text{ (assumed that } \omega = 0.105 \text{ when } B = 1.1)$$

$$n_{bal} = 0.4$$

$$k_r = \min[(\nu_u - n) / (\nu_u - n_{bal}), 1.0] = 1.000$$

# RELAZIONE DI CALCOLO

$k\phi = 1.0$  (Ignoring creep)  
 $d = B_c - d_o = 0.240 \text{ m.}$   
 $1/r = k\phi^3 [f_{yd} / (E_s \cdot 0.45 \cdot d)] = 1.812e-005$   
 $e_{z2} = [ (1/r) \cdot (K_z \cdot L_{oz})^2 ] / 10 = 0.233 \text{ m.}$   
 $M_{z2} = N_{Ed} \cdot e_{z2} = 53.624 \text{ kN-m.}$

$M_{Edz\_e} = M_{z2} + M_{z1} = 73.001 \text{ kN-m.}$   
 $M_{Edz} = 2.314 \text{ kN-m.}$   
 $M_{Edz\_e} > M_{Edz} \rightarrow M_{Edz\_e}$  is applied for design.

( ). Design forces/moments of column(brace).

$N_{Ed} = 230.18 \text{ kN.}$   
 $M_{Ed} = 221.94 \text{ kN-m.}$   
 $M_{Edy} = 209.59 \text{ kN-m.}$   
 $M_{Edz} = 73.00 \text{ kN-m.}$   
 $V_{Edy} = 57.60 \text{ kN.}$   
 $V_{Edz} = 148.13 \text{ kN.}$

( ). Check the normalized axial force.

$Nu_d = N_{Ed} / (A_g \cdot f_{cd}) = 0.077$   
 $Nu_d < 0.65 \rightarrow \text{O.K!}$

=====

[[[\*]]] ANALYZE CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC\_COLUMN(RC-BRACE).

=====

( ). Design Moment about y-direction For Ductile Design.

$M_{Edy1} = 209.59 \text{ kN-m. (from Load Combination)}$   
 $M_{Edy2} = 0.00 \text{ kN-m. (from Moment Resistance of Beams)}$   
 $M_{Edy} = \text{Max}[M_{Edy1}, M_{Edy2}] = 209.59 \text{ kN-m.}$

( ). Design Moment about z-direction For Ductile Design.

$M_{Edz1} = 73.00 \text{ kN-m. (from Load Combination)}$   
 $M_{Edz2} = 0.00 \text{ kN-m. (from Moment Resistance of Beams)}$   
 $M_{Edz} = \text{Max}[M_{Edz1}, M_{Edz2}] = 73.00 \text{ kN-m.}$

( ). Compute design parameters.

$A_g = 0.2100 \text{ m}^2.$   
 $A_{st} = 0.0044 \text{ m}^2.$   
 $\rho = A_{st} / A_g = 0.020933$   
 $\lambda = 0.8000$  (  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.}$  )  
 $\eta = 1.0000$  (  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.}$  )  
 $\gamma_c = 1.50$  (for Fundamental or Earthquakes).  
 $\alpha_{cc} = 0.85$  (Default or User Defined).  
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14166.667 \text{ KPa.}$   
 $\gamma_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).  
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.348 \text{ KPa.}$

( ). Check the ratio of reinforcement.

$\rho_{min} = 0.010000$   
 $\rho_{max} = 0.040000$   
 $\rho = 0.020933$   
 $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow \text{O.K!}$

( ). Compute eccentricities of biaxially loaded column.

$e_{cy} = \text{ABS}(M_{Edz} / N_{Ed}) = 0.3171 \text{ m.}$   
 $e_{cz} = \text{ABS}(M_{Edy} / N_{Ed}) = 0.9105 \text{ m.}$   
 $e_{cn} = \text{ABS}(M_{Ed} / N_{Ed}) = 0.9642 \text{ m.}$   
 $\theta = \text{ATAN}(e_{cy} / e_{cz}) = 19.2035 \text{ deg.}$   
 $\theta = \text{Rotation of neutral axis} = 63.4513 \text{ deg.}$

( ). Compute concentric axial load capacity.

$N_{Rd(max)} = (\eta \cdot f_{cd}) \cdot (A_g - A_{st}) + f_{yd} \cdot A_{st} = 4632.90 \text{ kN.}$   
 $\text{Maximum Axial Compression : } N_{Rdc(max)} = N_{Rd(max)} = 4632.90 \text{ kN.}$   
 $\text{Maximum Axial Tension : } N_{Rdt(max)} = -f_{yd} \cdot A_{st} = -1720.17 \text{ kN.}$

-----

\*. Analysis of balanced condition.

-----

( ). Compute capacity of concrete stress block.

$\epsilon_{cu} = 0.00350$   
 $c = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_s) \cdot d = 0.321 \text{ m.}$   
 $a = \lambda \cdot X = 0.257 \text{ m.}$   
 $A_{com} = 0.083 \text{ m}^2.$   
 $D_{Ccy} = 0.054 \text{ m.}$   
 $D_{Ccz} = 0.158 \text{ m.}$   
 $C_c = \eta \cdot f_{cd} \cdot A_{com} = 1169.72 \text{ kN.}$   
 $M_{RdCy} = C_c \cdot D_{Ccz} = 185.25 \text{ kN-m.}$   
 $M_{RdCz} = C_c \cdot D_{Ccy} = 63.46 \text{ kN-m.}$

( ). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dzi	M_RdNzi
1	0.501	-0.001957	-391304.35	3.140e-004	-122.87	-0.290	35.63	-0.090	11.06
2	0.449	-0.001392	-278311.00	3.140e-004	-87.39	-0.174	15.21	-0.090	7.87
3	0.397	-0.000827	-165317.65	3.140e-004	-51.91	-0.058	3.01	-0.090	4.67

# PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

4	0.345	-0.000262	-52324.30	3.140e-004	-16.43	0.058	-0.95	-0.090	1.48
5	0.293	0.000303	60669.05	3.140e-004	19.05	0.174	3.31	-0.090	-1.71
6	0.242	0.000868	173662.39	3.140e-004	54.53	0.290	15.81	-0.090	-4.91
7	0.161	0.001746	349122.18	3.140e-004	109.62	0.290	31.79	0.000	0.00
8	0.080	0.002623	391304.35	3.140e-004	122.87	0.290	35.63	0.090	11.06
9	0.132	0.002058	391304.35	3.140e-004	122.87	0.174	21.38	0.090	11.06
10	0.184	0.001493	298595.28	3.140e-004	93.76	0.058	5.44	0.090	8.44
11	0.236	0.000928	185601.93	3.140e-004	58.28	-0.058	-3.38	0.090	5.25
12	0.288	0.000363	72608.58	3.140e-004	22.80	-0.174	-3.97	0.090	2.05
13	0.340	-0.000202	-40384.77	3.140e-004	-12.68	-0.290	3.68	0.090	-1.14
14	0.420	-0.001079	-215844.56	3.140e-004	-67.78	-0.290	19.65	0.000	0.00

-.Where,

di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement ( m.)

esi = Strain in the i-th reinforcement

fsi = Stress in the i-th reinforcement ( KPa.)

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement ( m^2.)

Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement ( kN.)

dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis ( m.)

dxi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local x-axis ( m.)

M\_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement ( kN-m.)

M\_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement ( kN-m.)

-. Ns = SUM [ Fsi ] = 244.73 kN.

-. M\_RdNy = SUM [ M\_RdNyi ] = 182.25 kN-m.

-. M\_RdNz = SUM [ M\_RdNzi ] = 55.16 kN-m.

( ). Compute nominal capacity(N\_Rdb,M\_Rdb) of Balanced Condition.

-. N\_Rdb = Cc + Ns = 1414.45 kN.

-. M\_Rdy = M\_RdCy + M\_RdNy = 367.49 kN-m.

-. M\_Rdz = M\_RdCz + M\_RdNz = 118.62 kN-m.

-. M\_Rdb = SQRT(M\_Rdy^2+M\_Rdz^2) = 386.17 kN-m.

( ). Compare actual eccentricity with balanced eccentricity.

-. Balanced eccentricity : eb = M\_Rdb/N\_Rdb = 0.273 m.

-. Minimum eccentricity : Emin (not defined) = 0.000 m.

-. Actual eccentricity : Eccn = M\_Ed/N\_Ed = 0.964 m.

-. eb < Eccn ----> Tension controls.

( ). Search for neutral axis..... Unit : kN., m.

Trial	X	N_Rd	M_Rd	Ecn	Eccn	Ratio
1-st	0.247	325.98	356.00	1.092	0.964	88.29
2-nd	0.253	408.77	361.98	0.886	0.964	91.12
3-rd	0.250	367.56	359.01	0.977	0.964	98.72

\*. Final analysis with searched neutral axis.

( ). Compute capacity of compression stress block.

-. a = lambda \* X = 0.200 m.

-. Acom = 0.050 m^2.

-. DCcy = 0.075 m.

-. DCcz = 0.201 m.

-. Cc = eta\*fcd\*Acom = 709.58 kN.

-. M\_RdCy = Cc\*DCcz = 142.44 kN-m.

-. M\_RdCz = Cc\*DCcy = 53.52 kN-m.

( ). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dxi	M_RdNzi
1	0.501	-0.003506	-391304.35	3.140e-004	-122.87	-0.290	35.63	-0.090	11.06
2	0.449	-0.002780	-391304.35	3.140e-004	-122.87	-0.174	21.38	-0.090	11.06
3	0.397	-0.002055	-391304.35	3.140e-004	-122.87	-0.058	7.13	-0.090	11.06
4	0.345	-0.001330	-265930.39	3.140e-004	-83.50	0.058	-4.84	-0.090	7.52
5	0.293	-0.000604	-120855.04	3.140e-004	-37.95	0.174	-6.60	-0.090	3.42
6	0.242	0.000121	24220.31	3.140e-004	7.61	0.290	2.21	-0.090	-0.68
7	0.161	0.001247	249498.08	3.140e-004	78.34	0.290	22.72	0.000	0.00
8	0.080	0.002374	391304.35	3.140e-004	122.87	0.290	35.63	0.090	11.06
9	0.132	0.001649	329700.50	3.140e-004	103.53	0.174	18.01	0.090	9.32
10	0.184	0.000923	184625.15	3.140e-004	57.97	0.058	3.36	0.090	5.22
11	0.236	0.000198	39549.81	3.140e-004	12.42	-0.058	-0.72	0.090	1.12
12	0.288	-0.000528	-105525.54	3.140e-004	-33.14	-0.174	5.77	0.090	-2.98
13	0.340	-0.001253	-250600.89	3.140e-004	-78.69	-0.290	22.82	0.090	-7.08
14	0.420	-0.002379	-391304.35	3.140e-004	-122.87	-0.290	35.63	0.000	0.00

-.Where,

di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement ( m.)

esi = Strain in the i-th reinforcement

fsi = Stress in the i-th reinforcement ( KPa.)

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement ( m^2.)

Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement ( kN.)

dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis ( m.)

## RELAZIONE DI CALCOLO

$d_{yi}$  = Distance from the center of the section to the  $i$ -th reinforcement in the element local  $y$ -axis ( m.)  
 $M_{RdNy}$  = Moment Resistance about the element local  $y$ -axes in the  $i$ -th reinforcement ( kN-m.)  
 $M_{RdNz}$  = Moment Resistance about the element local  $z$ -axes in the  $i$ -th reinforcement ( kN-m.)

- $N_s = \text{SUM} [ F_{si} ] = -342.02 \text{ kN.}$
- $M_{RdNy} = \text{SUM} [ M_{RdNyi} ] = 198.12 \text{ kN-m.}$
- $M_{RdNz} = \text{SUM} [ M_{RdNzi} ] = 60.07 \text{ kN-m.}$

( ). Compute nominal capacity( $N_{Rd}, M_{Rd}$ ) of given neutral axis.

- $N_{Rd} = C_c + N_s = 367.56 \text{ kN.}$
- $M_{Rdy} = M_{RdCy} + M_{RdNy} = 340.57 \text{ kN-m.}$
- $M_{Rdz} = M_{RdCz} + M_{RdNz} = 113.59 \text{ kN-m.}$
- $M_{Rd} = \text{SQRT}(M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2) = 359.01 \text{ kN-m.}$

( ). Check ratios of axial load and moment capacity.

- $\text{Rat}_N = N_{Ed} / N_{Rd} = 0.626 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$
- $\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.618 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

=====  
[[[\*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY ABOUT MAJOR AXIS.  
=====

( ). Compute design parameters.

- $\text{Gamma}_c = 1.50$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $\text{Alpha}_{cc} = 0.85$  (Default or User Defined).
- $f_{cd} = \text{Alpha}_{cc} * f_{ck} / \text{Gamma}_c = 14166.667 \text{ KPa.}$
- $\text{Gamma}_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{yd} = f_{yk} / \text{Gamma}_s = 391304.348 \text{ KPa.}$
- $\text{Gamma}_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{ywd} = f_{yw} / \text{Gamma}_s = 391304.348 \text{ KPa.}$
- $\text{Gamma}_{rd} = 1.10$

( ). Compute concrete shear capacity in local- $z$  direction.

- ( LCB = 145, POS = J )
- Applied axial force :  $N_{Ed} = 127.514 \text{ kN.}$
- Applied moment :  $M_{Edy} = 61.939 \text{ kN-m.}$
- Applied shear force :  $V_{Edz} = 148.135 \text{ kN.}$
- $bw = 0.300 \text{ m.}$
- $d = 0.640 \text{ m.}$

( ). Compute maximum spacing of ties/spirals.

- $B = \text{MIN}[ B_c, H_c ] = 0.300 \text{ m.}$
- $S_{max} = \text{MIN}[ B/2, 8 * D_{bar}, 175 \text{ mm} ] = 0.150 \text{ m.}$

( ). Calculate shear strength of concrete.

- $k = \text{MIN}[ 1.0 + \text{SQRT}(200/d), 2.0 ] = 1.5590$  (by  $d$  unit is mm).
- $Ac_v = 0.19200 \text{ m}^2.$
- $As_l = A_{st} / 2 = 0.00220 \text{ m}^2.$
- $\rho_{hol} = As_l / Ac_v = 0.01145$
- $C_{Rdc} = 0.18 / \text{Gamma}_c = 0.1200$
- $Str_{cp} = \text{MIN}[ N_{Ed}/Ac, 0.2 * f_{cd} ] = 607.2076 \text{ KPa.}$
- $V_{Rdc1} = [ C_{Rdc} * k * (100 * \rho_{hol} * f_{ck})^{1/3} + 0.15 * Str_{cp} ] * Ac_v = 127.360 \text{ kN.}$
- $V_{Rdc2} = [ 0.035 * k^{3/2} * \text{SQRT}(f_{ck}) + 0.15 * Str_{cp} ] * Ac_v = 82.893 \text{ kN.}$
- $V_{Rdc} = \text{MAX}[ V_{Rdc1}, V_{Rdc2} ] = 127.360 \text{ kN.}$
- $V_{wd} = V_{Ed} (V_{Rdc} < V_{Ed}) \text{ ---> Shear reinforcement is required.}$

( ). Check crushing of concrete.

- $N_u = 0.5000$  ( $f_{ck} \leq 70 \text{ MPa}$ )
- $N_{u1} = N_u = 0.5000$
- $\theta = 45.0000$  (deg)
- $V_{RdMax} = 1.0 * N_{u1} * f_{cd} / \{ \cot(\theta) + \tan(\theta) \} * bw * 0.9 * d = 612.000 \text{ kN.}$
- $V_{Ed} < V_{RdMax} \text{ ---> Acceptable !!!}$

( ). Calculate required shear reinforcement. (  $As_{w1} = 0.00008 \text{ m}^2.$  )

- $As_w/s_1 = V_{wd} / \{ \cot(\theta) * (0.9 * f_{ywd} * d) \} = 0.00066 \text{ m}^2/\text{m.}$
- Calculate spacing  $s_1 = 0.24040 \text{ m.}$
- $\rho_{how} = 0.00089$  (by concrete and steel classes).
- $S_{max1} = As_w / (bw * \rho_{how}) = 0.59250 \text{ m.}$
- Required spacing  $s_{req} = \text{MIN}[ s_1, S_{max}, S_{max1} ] = 0.15000 \text{ m.}$
- $N_{leg} = 2$
- $As_w = N_{leg} * As_{w1} / s_{req} = 0.00105 \text{ m}^2/\text{m.}$
- Applied spacing  $s_{app} = 0.15000 \text{ m.}$

( ). Check mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions.

- $b_{st} = 0.2100 \text{ m.}$
- $As_w/s_{app} = 0.0011 \text{ m.}$
- $As_w/s_{app} > 0.08 * f_{cd} * b_{st} / f_{yd} = 0.0006 \text{ m. ---> O.K !}$

=====  
[[[\*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY ABOUT MINOR AXIS.  
=====

( ). Compute design parameters.

- $\text{Gamma}_c = 1.50$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $\text{Alpha}_{cc} = 0.85$  (Default or User Defined).
- $f_{cd} = \text{Alpha}_{cc} * f_{ck} / \text{Gamma}_c = 14166.667 \text{ KPa.}$
- $\text{Gamma}_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{yd} = f_{yk} / \text{Gamma}_s = 391304.348 \text{ KPa.}$

- $\Gamma_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{ywd} = f_{yw} / \Gamma_s = 391304.348 \text{ KPa}$ .
- $\Gamma_{rd} = 1.10$
- ( ). Compute concrete shear capacity in local-y direction.  
( LCB = 115, POS = J )
  - Applied axial force :  $N_{Ed} = 72.337 \text{ kN}$ .
  - Applied moment :  $M_{Edz} = 0.597 \text{ kN-m}$ .
  - Applied shear force :  $V_{Edy} = 57.597 \text{ kN}$ .
  - $b_w = 0.700 \text{ m}$ .
  - $d = 0.240 \text{ m}$ .
- ( ). Compute maximum spacing of ties/spirals.
  - $B = \min[B_c, H_c] = 0.300 \text{ m}$ .
  - $S_{max} = \min[B/2, 8 \cdot D_{bar}, 175 \text{ mm}] = 0.150 \text{ m}$ .
- ( ). Calculate shear strength of concrete.
  - $k = \min[1.0 + \sqrt{200/d}, 2.0] = 1.9129$  (by d unit is mm).
  - $A_{cv} = 0.16800 \text{ m}^2$ .
  - $A_{sl} = A_{st} / 2 = 0.00220 \text{ m}^2$ .
  - $R_{hol} = A_{sl} / A_{cv} = 0.01308$ .
  - $C_{Rdc} = 0.18 / \Gamma_c = 0.1200$ .
  - $Str_{cp} = \min[N_{Ed}/A_c, 0.2 \cdot f_{cd}] = 344.4639 \text{ KPa}$ .
  - $V_{Rdc1} = [C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot R_{hol} \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot Str_{cp}] \cdot A_{cv} = 132.009 \text{ kN}$ .
  - $V_{Rdc2} = [0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.15 \cdot Str_{cp}] \cdot A_{cv} = 86.462 \text{ kN}$ .
  - $V_{Rdc} = \max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}] = 132.009 \text{ kN}$ .
  - $V_{wd} = 0.0 \text{ kN}$ . ( $V_{Rdc} > V_{Ed}$ ) ----> Shear reinforcement is not required.
- ( ). Calculate required shear reinforcement. ( $A_{sw1} = 0.00008 \text{ m}^2$ .)
  - $A_{sw}/s1 = V_{wd} / \{\cot(\Theta) \cdot (0.9 \cdot f_{ywd} \cdot d)\} = 0.00000 \text{ m}^2/\text{m}$ .
  - Calculate spacing  $s1$  = Not Required.
  - $R_{how} = 0.00089$  (by concrete and steel classes).
  - $S_{max1} = A_{sw} / (b_w \cdot R_{how}) = 0.50786 \text{ m}$ .
  - Required spacing  $s_{req} = \min[S_{max}, S_{max1}] = 0.15000 \text{ m}$ .
  - $N_{leg} = 4$
  - $A_{sw} = N_{leg} \cdot A_{sw1} / s_{req} = 0.00211 \text{ m}^2/\text{m}$ .
  - Applied spacing  $s_{app} = 0.15000 \text{ m}$ .
- ( ). Check mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions.
  - $b_{st} = 0.6100 \text{ m}$ .
  - $A_{sw}/s_{app} = 0.0021 \text{ m}$ .
  - $A_{sw}/s_{app} > 0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st}/f_{yd} = 0.0018 \text{ m}$ . ----> O.K !
- ( ). Calculate stress of Reinforcement.
  - $S_{s\_stl} = 0.0 \text{ KPa}$ . (Only Compression stress of rebar exists.)

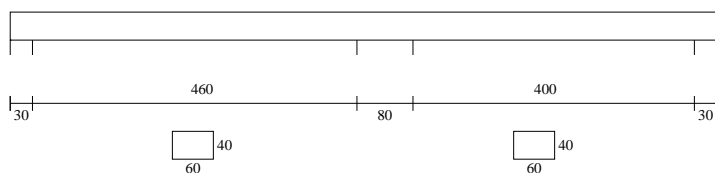
### 3.2.7 VERIFICA TRAVE T

La verifica della trave nelle combinazioni sismiche è stata eseguita nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze in conformità al § 7.4.4.1 [2], adottando un fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}=1.0$ , conformemente alla classe di duttilità CD "B" adottata.

#### • Combinazioni statiche

TRAVE CONTINUA

Geometria di input



Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

Le armature minime sono progettate nel rispetto dei criteri di duttilità secondo DM 14-01-08 CD B

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00

Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30

Gamma G2 inf. (permanentemente portati, effetto favorevole) 0.00

Gamma G2 sup. (permanentemente portati, effetto sfavorevole) 1.50

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

# RELAZIONE DI CALCOLO

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1	sezione rettangolare	H	40.0	B	60.0	Cs	3.5	Ci	3.5
------	----------------------	---	------	---	------	----	-----	----	-----

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n. 1	515.0	1	40.0	0.00
campata n. 2	455.0	1	40.0	0.00

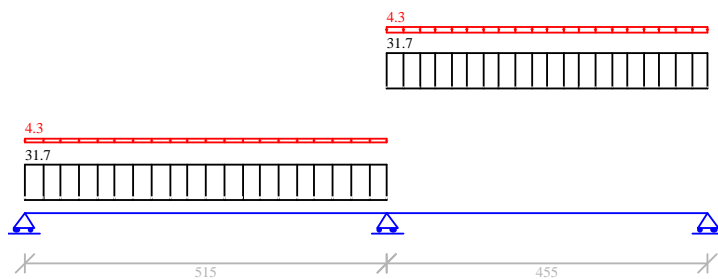
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1		30.0	0.0000E+00 diretto
2		80.0	0.0000E+00 diretto
3		30.0	0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo  $R_{ck} = 300$   
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio  $f_{yk} = 4500$   
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3) = 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4) = -0.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1	carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile
		31.70	0.00	4.35

CAMPATA n. 2	carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile
		31.70	0.00	4.35

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

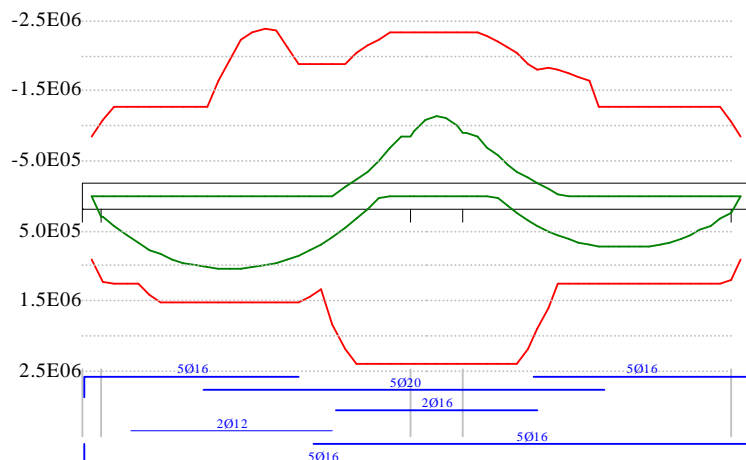
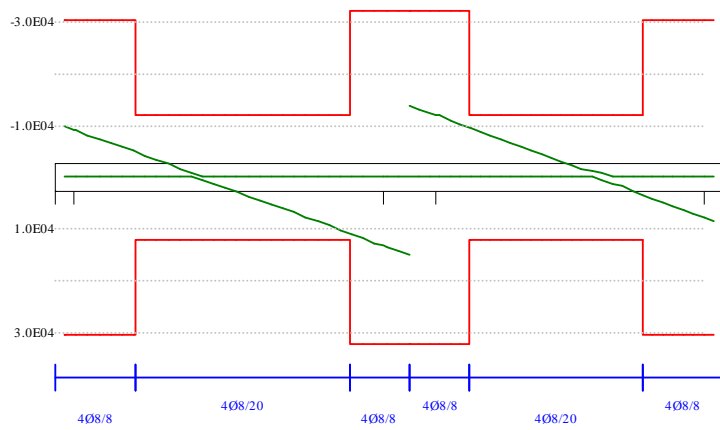
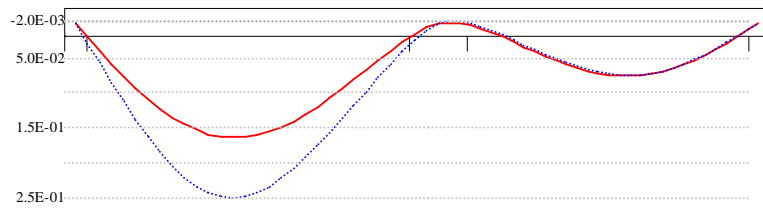


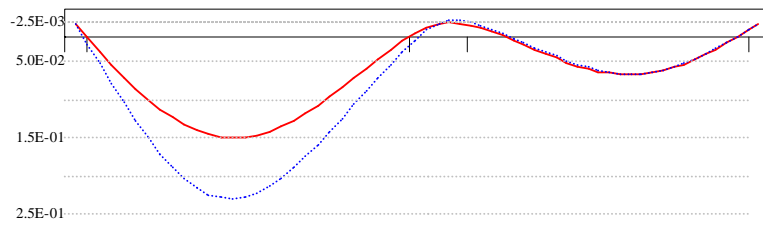
Diagramma dei tagli (daN)



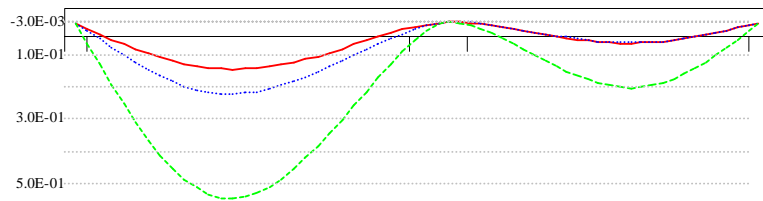
Deformata condizione rara (cm)



Deformata condizione frequente (cm)



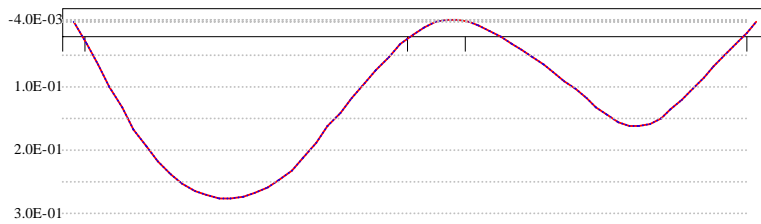
Deformata condizione quasi permanente (cm)





# RELAZIONE DI CALCOLO

Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

campata n. 1 tra gli appoggi -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	6.4	5.7	7.0	5.7	0	0	-8425	.143	.251	.000	.000	653	99		86	304	0.79
15	8.2	5.7	9.5	5.7	1433	2999	11991	.164	.251	.000	.000	653	92		98	304	0.79
52	10.1	5.7	10.1	5.7	4472	5582	12574	.167	.251	.000	.000	653	75		100	304	0.79
103	10.1	5.7	12.3	5.7	7678	8401	15153	.181	.251	.000	.000	654	50		100	304	0.79
155	10.1	5.7	12.3	5.7	9618	9954	15153	.181	.101	.000	.000	654	25		107	122	0.79
206	16.1	5.8	12.3	5.7	10293	10293	15143	.179	.101	.000	.000	654	1		107	122	0.79
206	16.1	5.8	12.3	5.7				.101	.000	.000		654	-6		107	-122	0.79
258	20.1	5.8	12.3	5.7	9701	10011	15139	.179	.101	.000	.000	654	-28		107	-122	0.79
309	15.7	5.9	12.3	5.7	7842	8540	15142	.182	.101	.000	.000	654	-52		103	-122	0.79
361	15.7	5.9	15.3	5.7	4718	5803	18425	.197	.101	.000	.000	653	-77		105	-121	0.79
361	15.7	5.9	15.3	5.7	866	-39	-18827	.197									
412	18.0	5.9	20.1	5.7	328	1800	23824	.220	.101	.000	.000	650	-101		116	-121	0.79
412	18.0	5.9	20.1	5.7	-2373	-3535	-21370	.201									
464	19.7	5.9	20.1	5.7	-7080	-8559	-23332	.210	.268	.000	.000	650	-126		123	-322	0.79
475	19.7	5.9	20.1	5.7	-8559	-8559	-23332	.210	.268	.000	.000	650	-131		125	-322	0.79
515	19.7	5.9	20.1	5.7	-14197	-11294	-23332	.210	.268	.000	.000	650	-150		125	-322	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	0	0	0	0	0	0								0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
15	1055	6	92	956	6									0.02	0.03	0.02	0.02	0.06	8943
52	3283	19	283	2973	17									0.06	0.09	0.05	0.08	0.19	2655
103	5610	46	1502	5072	42	26.7	0.07	0.07	0.08					0.11	0.16	0.10	0.15	0.36	1412
155	6981	58	1869	6294	52	26.7	0.09	0.08	0.10					0.14	0.22	0.13	0.20	0.49	1055
206	7396	58	1984	6642	52	26.9	0.09	0.09	0.10					0.16	0.25	0.14	0.22	0.54	946
258	6855	52	1843	6113	46	27.0	0.09	0.08	0.09					0.16	0.24	0.14	0.21	0.53	971
309	5358	42	1439	4710	37	26.9	0.07	0.06	0.07					0.14	0.21	0.12	0.18	0.46	1128
361	2904	16	241	2431	13									0.11	0.16	0.09	0.14	0.34	1498
412	-1239	7	100	-943	5									0.07	0.10	0.06	0.08	0.21	2405
464	-5347	34	917	-4895	31					23.7	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.02	0.04	0.09	5745
475	-6464	41	1108	-5918	38					23.7	0.05	0.04	0.05	0.02	0.03	0.02	0.03	0.07	7838
515	-8529	55	1462	-7809	50					23.7	0.06	0.06	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

campata n. 2 tra gli appoggi -  
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	19.7	5.9	20.1	5.7	-14197	-11294	-23332	.210	.268	.000	.000	650	140		125	322	0.79
40	19.7	5.9	20.1	5.7	-8987	-8987	-23332	.210	.268	.000	.000	650	121		124	322	0.79
46	19.7	5.9	20.1	5.7	-8330	-8987	-23332	.210	.268	.000	.000	650	118		124	322	0.79
91	18.6	5.9	20.1	5.7	-4550	-5696	-22020	.204	.101	.000	.000	650	96		119	121	0.79
137	15.7	5.9	18.4	5.7	2415	3431	21886	.215	.101	.000	.000	653	75		110	121	0.79
137	15.7	5.9	18.4	5.7	-1684	-2603	-18823	.193									
182	14.8	5.8	10.1	5.7	5034	5709	12581	.170	.101	.000	.000	653	53		100	121	0.79
182	14.8	5.8	10.1	5.7	525	-167	-17908	.200									
228	13.5	5.8	10.1	5.7	6666	6998	12576	.168	.101	.000	.000	653	31		100	121	0.79
258	10.1	5.7	10.1	5.7	7204	7309	12574	.167	.101	.000	.000	653	17		100	121	0.79
273	10.1	5.7	10.1	5.7	7309	7309	12574	.167	.101	.000	.000	653	13		100	121	0.79
319	10.1	5.7	10.1	5.7	6964	7193	12574	.167	.101	.000	.000	653	-18		100	-121	0.79
364	10.1	5.7	10.1	5.7	5631	6202	12574	.167	.251	.000	.000	653	-40		100	-304	0.79
410	10.1	5.7	10.1	5.7	3310	4223	12574	.167	.251	.000	.000	653	-62		98	-304	0.79
440	8.2	5.7	9.5	5.7	1200	2354	11991	.164	.251	.000	.000	653	-76		98	-304	0.79
455	6.4	5.7	7.0	5.7	0	0	-8425	.143	.251	.000	.000	653	-84		86	-304	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	-8529	55	1462	-7809	50					23.7	0.06	0.06	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
40	-6787	43	1164	-6214	40					23.7	0.05	0.04	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	9999
46	-6291	40	1079	-5760	37					23.7	0.04	0.04	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	9999
91	-2905	16	235	-2476	13									0.02	0.02	0.01	0.01	0.05	9256
137	867	5	71	464	3									0.04	0.04	0.03	0.03	0.10	4474
137	-245	1	20	131	0														
182	2982	17	255	2448	14									0.06	0.06	0.05	0.05	0.15	2994
228	4351	25	373	3748	21									0.07	0.07	0.06	0.06	0.19	2413
258	4849	43	1579	4235	38	30.8	0.09	0.08	0.09					0.08	0.07	0.06	0.06	0.20	2265
273	4974	45	1620	4365	39	30.8	0.09	0.08	0.09					0.08	0.07	0.06	0.06	0.20	2247

## PRESENTAZIONE ELABORAZIONI

319	4850	43	1580	4299	39	30.8	0.09	0.08	0.09	0.07	0.07	0.06	0.06	0.19	2433
364	3979	23	344	3549	20					0.05	0.05	0.05	0.04	0.14	3176
410	2363	14	204	2116	12					0.03	0.03	0.02	0.02	0.08	5838
440	861	5	75	773	5					0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	9999
455	0	0	0	0	0					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		9913	5954	7304	6230	6818	6281	6624	6301
	2		29028	19277	21922	19277	20600	19277	20071	19277
	3		8360	4519	6013	4971	5576	5056	5402	5089

- Combinazioni sismiche

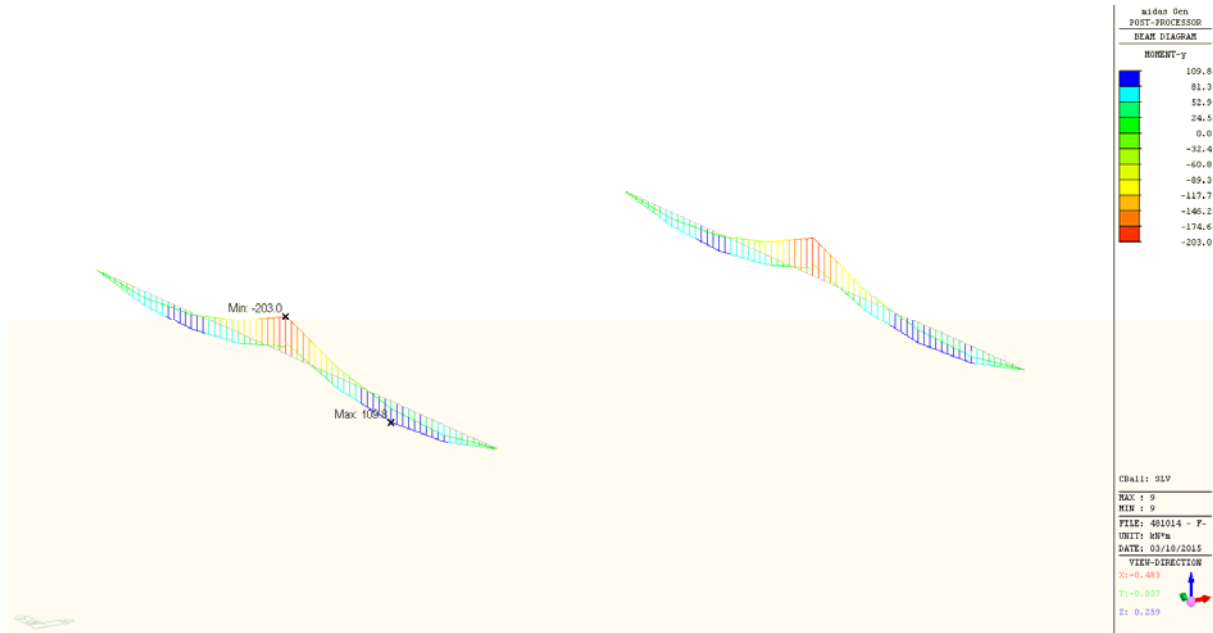


Figura 3.10 - Trave T: involucro momenti combinazioni SLV.

- Verifica sezione massimo momento negativo

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave T - M negativo massimo**

Titolo: Trave T: momento negativo massimo

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	40	1	19.73	5
2			2	10.05	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 0 kN  
M: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M: -241.2 kNm

Materiali: B450C C25/30

σ<sub>su</sub>: 67.5 N/mm²  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm²  
σ<sub>syd</sub>: 1.957 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²

σ<sub>c2</sub>: 2 N/mm²  
σ<sub>cu</sub>: 3.5 N/mm²  
f<sub>cd</sub>: 14.17 N/mm²  
σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 N/mm²  
τ<sub>co</sub>: 0.6 N/mm²  
τ<sub>c1</sub>: 1.829 N/mm²

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 12.49 ‰  
d: 35 cm  
x: 7.662 x/d: 0.2189  
δ: 0.7136

Tipo Sezione: Rettangolare a T Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Flessa Deviata

N° rett: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 3.11 - Verifica sezione massimo momento negativo col software VcaSLU.

- Momento agente: 203,0 kNm;
- Momento resistente: 241,2 kNm;
- Fattore di sicurezza:  $241,2 \text{ kNm} / 203,0 \text{ kNm} = 1,19 > 1,00$

• Verifica sezione massimo momento positivo

Figura 3.12 - Verifica sezione massimo momento positivo col software VcaSLU.

- Momento agente: 109,8 kNm;
- Momento resistente: 154,9 kNm;
- Fattore di sicurezza:  $154,9 \text{ kNm} / 109,8 \text{ kNm} = 1,41 > 1,00$

### 3.2.8 COMBINAZIONI ECCEZIONALI

Le verifiche in caso di incendio sono state eseguite per i singoli elementi strutturali sulla base dell'allegato D – modalità di classificazione in base a confronti con tabelle del D.M. 16/02/2007: di seguito si riportano i valori di copriferro alla superficie delle staffe adottati per gli elementi strutturali gettati in opera al fine di garantire la necessaria resistenza al fuoco.

Livello	Elemento strutturale	Resistenza al fuoco	Copriferro
Fuori terra	pilastr	R60	3,5 cm
	travi	R60	2,5 cm

Tabella 3.7 - Copriferri adottati per garantire la necessaria resistenza al fuoco.

### 3.2.9 DEGRADO

La scelta dei materiali effettuata, l'opportuno dimensionamento delle strutture, l'adozione di adeguati particolari costruttivi e della normale manutenzione ordinaria consentono all'opera di mantenere durante la sua vita nominale i livelli di sicurezza e prestazioni richiesti dalle norme, nonostante il naturale degrado.

Elementi strutturali	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Copriferro <sup>1)</sup>
Fondazioni	XC2	Ordinarie	2,5 cm
Elevazione	XC1	Ordinarie	2,5 cm
Solai	XC1	Ordinarie	2,5 cm

<sup>1)</sup> per alcuni elementi strutturali possono essere stati utilizzati valori di copriferro maggiori per garantire la necessaria resistenza al fuoco (v. § 3.2.8 )

Tabella 3.8 - Copriferri adottati per garantire la necessaria durabilità dell'opera.

#### 4 - GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati forniti dalle analisi effettuate (sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari) sono stati confrontati con i risultati di semplici calcoli eseguiti con riferimento ai concetti basilari della Scienza delle Costruzioni adottati in fase di primo proporzionamento delle strutture. Sono stati effettuati i seguenti controlli:

- correttezza dei valori e delle unità di misura dei dati di input (materiali, geometria struttura, carichi);
- rispetto di simmetrie/antisimmetrie e /o regolarità;
- corrispondenza tra carichi e conseguenti reazioni vincolari, azioni interne, tensioni nei materiali e masse;
- controllo della forma globale della struttura deformata e validazione di tutte le discontinuità e sconnessioni se volute o meno, congruenza tra deformata del modello e vincoli cinematici di progetto. Verifica dell'entità degli spostamenti al fine di validare l'ipotesi iniziale di piccoli spostamenti;
- controllo dei residui e degli scarti tra gli elementi contigui.

Ulteriori controlli messi in atto nel caso di analisi dinamica lineare:

- discretizzazione degli elementi sufficiente a cogliere le forme modali attese;
- controllo della percentuale delle masse partecipanti;
- controllo del periodo del primo modo col valore ottenuto con formule approssimate;
- controllo della perdita di autovalori nel processo numerico di estrazione degli stessi, avvalendosi del metodo numerico basato sul controllo di sequenza di Sturm e verifica che il metodo iterativo di estrazione degli stessi converga rispettando una norma di valore molto basso ( $O_{dg} 10^{-10}$ );
- controllo della presenza di modi con periodo molto elevato, indice di eventuali labilità o quasi labilità anche localizzate sulla struttura, non messe in evidenza da una analisi statica lineare;
- controllo del taglio alla base col taglio ottenuto da Analisi Statica Lineare;
- controllo della corretta individuazione da parte del solutore di modi doppi per strutture aventi simmetrie.

5 - DICHIARAZIONE

Si attesta che le strutture presentate sono state calcolate a norma delle vigenti disposizioni di legge e che i disegni relativi depositati sono completi e sufficienti a definire esattamente le opere da eseguire e che i materiali di cui si prevede l'impiego ed i rispettivi dosaggi sono idonei in relazione alle sollecitazioni assunte a base dei calcoli.

Meda, 02 aprile 2015

CALCOLO DELLE STRUTTURE

Dott. Ing. BRUNO SALA



Recapito:

via Stelvio, 1 – 20821 Meda (MB)

C.F. SLA BRN 59M20 F078R

Albo Ingegneri di Monza e Brianza A 459

# ALLEGATO A

