



Unione Europea  
La tua Campania cresce in Europa



COMUNE DI NAPOLI  
MOSTRA d'OLTREMARE S.p.A.  
Via J.F.Kennedy, 54 - 80125 Napoli

**PROGETTO DI VALORIZZAZIONE DELL'AREA DELLA GAIOLA E DELLA VILLA  
DI POLLIONE A POSILIPPO E REALIZZAZIONE DI NUOVO MUSEO  
ARCHEOLOGICO DELL'AREA FLEGREA NAPOLETANA PRESSO I PADIGLIONI  
7 E 8 DELLA MOSTRA D'OLTREMARE**

POR CAMPANIA FESR 2007 - 2013  
Obiettivo Operativo 1.9

**PROGETTO DEFINITIVO**

*RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO - COMUNE DI NAPOLI*

arch. Luciano Fazi

*COORDINAMENTO AL PROGETTO - M.d'O.*

arch. Gabriella Di Perna

*COORDINAMENTO AREA TECNICA - M.d'O.*

arch. Paolo Stabile

*PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA - Mostra d'Oltremare s.p.a.*

arch. jr. Rosario d'Abundo

arch. Gabriella Di Perna

arch. Rosanna Milano

*IL PRESIDENTE MOSTRA D'OLTREMARE S.P.A.*

prof. Andrea Rea

*PROGETTAZIONE IMPIANTI*

*CONSULENTI E COLLABORATORI*

*PROGETTAZIONE STRUTTURE*

Ing. Stefano Maria Petrazzuoli

*COORDINAMENTO PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE*

geom. Roberto Giansiracusa

TITOLO

**RELAZIONE GENERALE STRUTTURE**

DISEGNO N°

9

SCALA

REV.

Rev. Nov. 2014

DATA

gennaio 2014



## SOMMARIO

1- INTRODUZIONE	1
2 - CARATTERISTICHE DEGLI EDIFICI DENOMINATI PADIGLIONE 7 E 8	1
3 - ELEMENTI DI CRITICITÀ ED INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	1
4 - VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE ATTUALI DELLA STRUTTURA E ANALISI DELLA CAPACITÀ DI... AI CARICHI VERTICALI.	3
5 - ANALISI DEI CARICHI	4
6 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
7 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
8 - MODELLO STRUTTURALE	6
9 - ANALISI SISMICA	6
10 - COMBINAZIONI DI CARICO	7
11 - RISULTATI ANALISI SISMICHE	9
12 - RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE	9
13 - SPOSTAMENTI DI INTERPIANO	12

## 1- INTRODUZIONE

Nella presente relazione è illustrato l'intervento strutturale previsto per i padiglioni denominati 7 e 8 della Mostra D'Oltremare di Napoli.

Le finalità del progetto sono quelle di ottenere un miglioramento statico controllato ovvero finalizzato a conseguire un adeguamento al 60% delle forze sismiche regolamentari.

## 2 - CARATTERISTICHE DEGLI EDIFICI DENOMINATI PADIGLIONE 7 E 8

Gli edifici oggetto dell'intervento sono strutture a padiglione che presentano una forma tipica delle strutture industriali degli anni '50, con una pianta molto allungata e copertura a falde inclinate (fig.1-2). Le strutture verticali sono di tipo misto, muratura in gran parte che viene sostituita lungo uno dei lati lunghi che affacciano sul cortile interno, da una pilastrata in c.a. composta da n. 23 pilastri ad interasse di 1.5 m, collegati alla sommità da una trave di 25 cm di spessore.

Le coperture hanno una complessa struttura del tutto simile ad altre sale del padiglione America Latina: le travi principali sono delle travi in c.a. con forma a spiovente, aventi un interasse di 3 m. Il solaio che collega le travi è posto all'intradosso e presenta una struttura con due travetti 7x7 cm, ed una tavella prefabbricata di 5 cm ( fig.3-5). Questo solaio sostiene dei muretti in blocchi forati su cui poggiano dei tavelloni, sui quali sono presenti due cm di malta pozzolanica che costituisce la base della guaina impermeabilizzante. Non si è rilevata traccia di cordoli perimetrali.

Padiglione 7 : il padiglione è separato da una parete in muratura di 50 cm dal padiglione America Latina. Questa parete presenta una apertura centrale che sarà ripristinata in quanto in passato murata.

Padiglione 8 : il padiglione 8 è anche esso separato da una parete dal padiglione America Latina, con una lunghezza maggiore di 6.55 m, presenta il solaio dell'ultima campata sostituito con un solaio in putrelle e tavelloni che prosegue nella sala del padiglione America Latina la parete di chiusura presenta anche essa una apertura centrale murata ma la sua struttura ed il suo spessore appaiono diversi da quelli delle altre murature ( fig. 6-7). Si aggiunga che sul lato sud un tratto di parete presenta anche esso una struttura muraria differente dal resto. Questo fatto fa ritenere che un tratto del padiglione o è crollato oppure è stato bombardato durante l'ultima guerra mondiale.

## 3 - ELEMENTI DI CRITICITÀ ED INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

L'aspetto maggiormente critico di queste strutture è rappresentato dallo stato dei solai. Questi infatti presentano diffusi e visibili segni di ossidazione della armature (fig.8).

Le travi principali invece appaiono integre ad eccezione della armature inferiori che come quelle dei solai presentano diffusi segni di ossidazione (fig. 8).

I pilastri (fig. 9) e le travi in c.a (fig. 10) dei lati finestrati presentano numerose lesioni in corrispondenza degli spigoli a causa della ossidazione della armature.

La struttura muraria ( fig.11) invece risulta del tutto esente da lesioni a testimonianza del fatto che la sua tessitura e le fondazioni sono di buona fattura.

Tenuto conto dei limiti posti dal regime vincolistico presente sulla struttura, scopo del progetto è stato quello di fornire alla struttura una capacità di resistenza alle forze

sismiche senza perseguire il raggiungimento dell'adeguamento a tutti i costi. Senza dubbio le carenze piu' gravi sono quelle della assenza dei cordoli e lo stato di degrado dei solai. Queste due circostanze unitamente alla articolata struttura della copertura portano inevitabilmente a prevedere come intervento primario la totale sostituzione delle strutture di copertura (travi e solai) ed il loro rifacimento con un termo-solaio ad un'unica campata di 43 cm di spessore (35+8) in modo da recuperare una volumetria utile interna per la realizzazione degli impianti (fig. 12 e 13). La realizzazione di un nuovo solaio implica l'esecuzione di un cordolo perimetrale di 92 cm di spessore pari alla altezza media della trave a sezione variabile esistente.

Per motivi architettonici una piccola zona (6\*9 m) del solaio di copertura del padiglione 8 sarà ribasata di circa 2 m.

Inoltre si prevede la realizzazione di interventi di consolidamento delle strutture murarie con teli di fibre di carbonio bidirezionali applicati con malte cementizie (tipo Xmesh C10 + Xmesh M25 della Ruredil).

### Proprietà

- **Caratteristiche meccaniche della fibra di carbonio di cui è costituita la rete Ruredil X MESH C10**

Carico di rottura a trazione (MPa)	4.800
Modulo elastico (GPa)	240
Densità fibra (g/cm <sup>3</sup> )	1,78
Allungamento a rottura (%)	1,8

- **Caratteristiche Ruredil X MESH M25**

Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )	38
Resistenza a flessione (N/mm <sup>2</sup> )	7,5
Modulo elastico (MPa)	15.000

\* Valori a 28 gg.

- **Caratteristiche Ruredil X MESH M25**

Peso di fibra di carbonio nella rete (g/m <sup>2</sup> )	168
Spessore per il calcolo della sezione di carbonio a 0° e 90° (mm)	0,047
Carico di rottura sia in direzione 0° sia in direzione 90° (kg/cm)*	≥160

\* Carico di rottura riferito ad una larghezza unitaria di 1 cm

La lunghezza di ancoraggio dei teli in FRP risulta :

$$L_{min} = 0.047 \cdot 4800 \cdot 1000 / 1000 = 225.6 \text{ kN/ml}$$

considerando una  $\tau$  di aderenza fra blocchi di tufo e la malta Xmesh25 di 7.5 N/mm<sup>2</sup> ne deriva :

$$L_{anc} = 225600 / 7.5 / 1000 / 1.5 = 450 \text{ mm}$$

Per garantire il necessario ancoraggio alla base dei pannelli murari i teli sono stati estesi di 50 cm, mentre alla sommità si è garantita una sovrapposizione di 60 cm con un consolidamento eseguito con chiodature armate (vedi tavole esecutive).

La esecuzione di n.4 pilastrini di collegamento in c.a. 30x50 cm fra il nuovo cordolo e le strutture in c.a. delle pareti finestrate ed il consolidamento di n.4 pilastri con strutture reticolari in acciaio. Questi interventi come sarà mostrato nei successivi paragrafi hanno lo scopo di consentire un 'meccanismo telaio' in direzione Y.

In corrispondenza del piano di calpestio si prevede la realizzazione di una massetto con schema ad Igloo collegato mediante chiodature alla struttura muraria perimetrale. Questo massetto armato con rete elettrosaldata ha lo scopo di irrigidire la base degli elementi

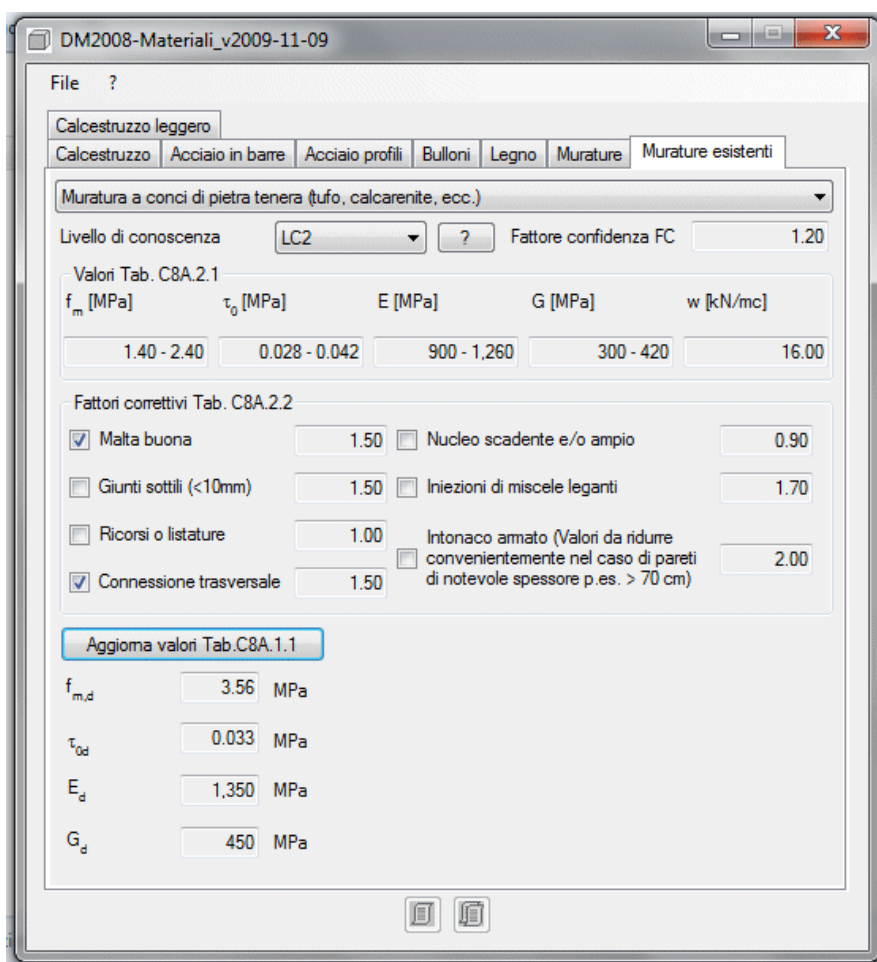
murari, e quindi di evitare interventi sulle fondazioni alle quali grazie alla soletta non viene assegnato nessun gravame aggiuntivo a seguito degli interventi di miglioramento statico.

#### 4 - VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE ATTUALI DELLA STRUTTURA E ANALISI DELLA CAPACITÀ DI RESISTENZA AI CARICHI VERTICALI.

Al fine di determinare le caratteristiche attuali della struttura sono stati eseguiti per la parte in c.a. dei saggi e dei prelievi di calcestruzzo con prove di laboratorio.

Per la parte in muratura si è ricorso a delle valutazioni visive servendosi delle tabelle riportate nella appendice delle NTC08.

Struttura Muraria



I parametri utilizzati per le analisi sismiche sono i seguenti :

$$\gamma = 16 \text{ KN/mc}$$

$$E_d = 1200 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 3.56 \text{ MPa}$$

Per le strutture in c.a. sono stati prelevati dei campioni ed eseguiti dei saggi per verificare lo stato attuale delle armature.

Le armature dei pilastri sono variabili, in alcuni pilastri sono stati rilevati 6  $\phi$  14 e staffe  $\phi$  8/25 cm, mentre in altri le armature longitudinali sono risultate 6  $\phi$  8.

Per quanto riguarda invece le travi le armature all'intradosso sono risultate 3  $\phi$  14 e staffe  $\phi$  8/40 cm. I risultati delle prove di schiacciamento indicano un valore medio di  $f_{ck} = 20$  N/mm<sup>2</sup>.

## 5 - ANALISI DEI CARICHI

### Solaio esistente

travetti	$0.07*0.07*2500*2/0.3$	82	kg/mq
tavellainf.	$0.05*2500 =$	125	kg/mq
tavella sp + mass	$20+0.02*1600$	52	kg/mq
trave :	$0.2*9.5*(.82+1.02)/2/3*2500$	145	kg/mq
		<hr/>	
		404	kg/mq

### Solaio alleggerito

travetti	$0.115*0.31*2500/0.6 =$	148	kg/mq
soletta	$2500*0.04 =$	100	kg/mq
blocco	20 =	20	kg/mq
massetto	40	40	kg/mq
controsoffitto + impianti		30	kg/mq
		<hr/>	
		338	kg/mq

## 6 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M.LL.PP. 14/1/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'.

Circolare 2 febbraio 2009 , n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

## 7 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

## CALCESTRUZZO

Classe	C25/30	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compr. Cubica
f <sub>ck</sub>	25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compr. Cilindrica
f <sub>cm</sub>	33	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compr. cilindrica media
E <sub>c</sub>	31476	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico secante
f <sub>cd</sub>	14.17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di calcolo a compr
f <sub>ctm</sub>	2.57	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione
f <sub>cfm</sub>	3.08	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a flessione
f <sub>ctk</sub>	1.80	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. media a trazione
σ <sub>c,Rara</sub>	15.00	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in esercizio cond. Rara
σ <sub>c,QP</sub>	11.25	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in esercizio cond. QP

-XC2 - bagnato, raramente asciutto:  $a/c_{max} = 0,60$ ; dosaggio minimo di cemento ( $kg/m^3$ ) = 300; minima classe di resistenza: C25/30;

## ACCIAIO

Barre singole

B450C		
Limite di snervamento f <sub>y</sub>		≥ 450 MPa
Limite di rottura f <sub>t</sub>		≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A <sub>gt</sub>		≥ 7%
Rapporto f <sub>t</sub> / f <sub>y</sub>		≥ 1,13 ≤ 1,35
Rapporto f <sub>y misurato</sub> / f <sub>y nom</sub>		≤ 1,25
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche per:	Ø ≤ 12 mm	4 Ø
	12 ≤ Ø ≤ 16 mm	5 Ø
	16 ≤ Ø ≤ 25 mm	8 Ø
	25 ≤ Ø ≤ 50mm	10 Ø

Reti elettrosaldate

B450A		
Limite di snervamento f <sub>y</sub>		≥ 450 MPa
Limite di rottura f <sub>t</sub>		≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A <sub>gt</sub>		≥ 3%
Rapporto f <sub>t</sub> / f <sub>y</sub>		≥ 1,05%
Rapporto f <sub>y misurato</sub> / f <sub>y nom</sub>		≤ 1,25
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo	Ø ≤ 12 mm	4 Ø
	12 ≤ Ø ≤ 16 mm	
	16 ≤ Ø ≤ 25 mm	



raddrizzamento senza cricche per:	$25 \leq \varnothing \leq 50\text{mm}$
-----------------------------------	--

## ACCIAIO DA CARPENTERIA

Acciaio per profili e piastre :

**acciaio S235 (ex FE360) :  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 210000 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0.33$**

UNI EN 10025 - 2 / 05	COMPOSIZIONE CHIMICA % (analisi di colata)						
	C max	Mn max	Si max	P max	S max	N max	Cu max
Fe 360 B S235JR	0,17	1,40	-	0,035		0,0120	0,55

## 8 - MODELLO STRUTTURALE

I modelli strutturali completi degli edifici sono rappresentati nelle fig. 14 e 15. Il piano di fondazione è stato fatto coincidere con l'estradosso del solaio ad Igloo previsto in corrispondenza della pavimentazione.

Occorre tenere presente che nel caso di azioni sismiche le uniche pareti disposte in direzione Y sono quelle laterali. Ovviamente, tenuto conto della loro distanza e del fatto che sono prive di carichi verticali, queste due pareti non sono in grado di resistere alle azioni sismiche regolamentari nemmeno ridotte. Pertanto si è ritenuto di escluderle dall'analisi, considerandoli come elementi non strutturali, pertanto i modelli di valutazione degli effetti delle forze sismiche sono privi dei pannelli murari resistenti a taglio includendo come azione di irrigidimento esercitata da queste pareti solo la fascia di piano ( fig.16 e 17). Nelle verifiche si è poi valutata la compatibilità degli spostamenti di interpiano con la integrità della parete. I pilastri dei lati finestrati sono stati considerati incapaci di resistere ad azioni taglianti per cui sono state imposte delle cerniere agli estremi ad eccezione dei pilastri consolidati con strutture reticolari in acciaio ( fig. 16 e 17).

Le analisi strutturali sono state svolte con il programma PRO-SAP ver. 10.5.3 della 2SI di Ferrara licenza : dsi3811-codice utente RL943E90B0C.

## 9 - ANALISI SISMICA

Come accennato nel precedente paragrafo gli edifici per la resistenza alle forze sismiche in direzione Y debbono fare affidamento sulla capacità di resistenza a telaio della struttura, costituita da due elementi verticali, uno interamente in muratura ed un'altro in c.a., e da una struttura orizzontale rappresentata dal nuovo solaio in c.a. Per conferire una capacità di resistenza flessionale alla struttura muraria si è ipotizzato di impiegare dei teli in fibra di carbonio sia sul lato interno che su quello esterno. Sul lato esterno, per la presenza di un rivestimento in blocchi di travertino, l'intervento non è stato esteso fino alla base. Si

osserva a tal proposito che la trazione lato esterno è limitata dagli effetti del peso proprio e dall'effetto telaio che invece tendono le fibre interne.

I parametri impiegati per l'analisi sismica sono mostrati nel successivo specchietto :

Coordinate geografiche					
Località:	NAPOLI (NA)			Trova	
Longitudine:	14.1800	Latitudine:	40.8100	Applica	

Parametri per le forme spettrali					
	P <sub>ver</sub>	T <sub>r</sub>	ag [g]	F <sub>o</sub>	T*c
SLO	81	30	0.042	2.360	0.280
SLD	63	50	0.057	2.320	0.310
SLV	10	475	0.167	2.350	0.330
SLC	5	975	0.213	2.410	0.330

classe d'uso = II ( edifici ordinari ) , V<sub>n</sub> = 50 anni, C<sub>u</sub> = 1

livello di sicurezza per edifici esistenti : 60%,

classe sottosuolo C : S= 1.5

Livello di conoscenza = LC3

Calcolo del Fattore di struttura q

Struttura non regolare in pianta, non regolare in altezza, progettata in bassa duttilità.

Sistema costruttivo: Muratura

Tipologia strutturale: Costruzioni in muratura ordinaria

Tipologia di edificio: costruzioni in muratura ordinaria ad un piano

q<sub>0</sub> =2.00

$\alpha_u/\alpha_1 = 1.20$

K<sub>r</sub> =0.80

Valore fattore di struttura q da utilizzare: 1.92

## 10 - COMBINAZIONI DI CARICO

Tabella casi di carico

1 - peso proprio

2 - peso proprio solaio

3 - perm. solaio

4 - neve

5 - SLU - Sisma X - e+

6 - SLU - Sisma X - e-

7 - SLU - Sisma Y - e+

8 - SLU - Sisma Y - e-

9 - SLD - Sisma X - e+

10 - SLD - Sisma X - e-

11 - SLD - Sisma Y - e+

12 - SLD - Sisma Y - e-

TABELLA COMBINAZIONI

Condizione	Caso di carico											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Comb. SLU A1 1	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 2	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 4	1	1	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5	1	1	1	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6	1	1	1	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	1	1	1	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8	1	1	1	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9	1	1	1	0	-1	0	0	-0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 10	1	1	1	0	-1	0	0	0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	1	1	1	0	1	0	0	-0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	1	1	1	0	1	0	0	0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	1	1	1	0	0	-1	-0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	1	1	1	0	0	-1	0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	1	1	1	0	0	1	-0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	1	1	1	0	0	1	0.3	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	1	1	1	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	1	1	1	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	1	1	1	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	1	1	1	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	1	1	1	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	1	1	1	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	1	1	1	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	1	1	1	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	1	1	1	0	0	-0.3	-1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	1	1	1	0	0	-0.3	1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	1	1	1	0	0	0.3	-1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	1	1	1	0	0	0.3	1	0	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	1	1	1	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	1	1	1	0	-0.3	0	0	1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	1	1	1	0	0.3	0	0	-1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	1	1	1	0	0.3	0	0	1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	1	1	1	0	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	1	1	1	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	1	1	1	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	1	1	1	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 37	1	1	1	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 38	1	1	1	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 39	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0

Comb. SLE (SLD Danno sism.) 40	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 41	1	1	1	0	0	0	0	0	-1	0	0	-0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 42	1	1	1	0	0	0	0	0	-1	0	0	0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	-0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	1	1	1	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	1	1	1	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	-1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	-1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	1	1	1	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	1	1	1	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0	0	-1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	0	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1
Comb. SLE(rara) 69	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLE(rara) 70	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLE(freq.) 71	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLE(freq.) 72	1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0
Comb. SLE(perm.) 73	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

## 11 - RISULTATI ANALISI SISMICHE

Nelle figure n. 18 e 19 sono rappresentati i modi di vibrazione che hanno i valori piu' elevati dei coefficienti di partecipazione.

## 12 - RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Padiglione 7

### Strutture in muratura

Nelle fig. 20-22 sono rappresentate le massime azioni agenti sulle strutture murarie. Nella lettura dei diagrammi si tenga conto che M22 positivo tende le fibre verso l'esterno.

-verifiche a carichi verticali

Per le verifiche carichi verticali si fa riferimento alla condizione SLU2.

Per quanto riguarda i pannelli murari risulta :

sommità della parete : N22 = 63.39 kN, M22 = 19.68 kN\*m

$$e = 19.68/63.39 = 0.31 \text{ m}$$

Per la stabilità della parete occorre chiamare in causa i teli in fibra di carbonio.

Interasse teli = 7.5 m , L = 1.5 m

$$N_t = (19.68/0.5 - 63.39/2) * 7.5/1.5 = 38.32 \text{ KN/m}$$

$$\text{ancoraggio } 50 \text{ cm} : \tau = 38320/1000/500 = 0.08 \text{ N/mm}^2$$

$$x_c = (19.68/2 + 63.39/2) * 1000/1000/3.56 = 11.66 \text{ mm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

base della parete : N22 = 77.57 kN, M22 = 9.59 kN\*m

Le fibre tese sono quelle interne dove sono presenti i rinforzi con teli in fibre di carbonio.

$$e = 0.12 \text{ m}, u = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 2 * N / (3 * b * u) = 2 * 77570 / (3 * 1000 * 130) = 0.40 \text{ N/mm}^2$$

-verifiche in condizioni sismiche :

sommità della parete : N22 = 49.12 kN, M22 = 23.74 kN\*m

Interasse teli = 7.5 m , L = 1.5 m

$$N_t = (23.74/0.5 - 49.12/2) * 7.5/1.5 = 114.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{ancoraggio } 50 \text{ cm} : \tau = 114600/1000/500 = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$x_c = (23.74/2 + 49.12/2) * 1000/1000/3.56 = 10.23 \text{ mm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

base della parete : N22 = 66.90 kN, M22 = 10.50 kN\*m

$$e = 10.50/66.90 = 0.16 \text{ m}, U = 0.5/2 - 0.16 = 0.09 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 2 * N / (3 * b * u) = 2 * 66900 / (3 * 1000 * 90) = 0.49 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

### Strutture in c.a.

Le sollecitazioni massime sono ( fig. 23-24-25) :

soffitto di copertura : Mmax = 52.11 kN\*m (b= 1.5 m)

$$M_{\min} = 41.47 \text{ kN*m (b=1.5 m)}$$

Pilastro esistente:

b=20 cm, h = 50 cm

$$M_{\max} = 219.16 \text{ kN*m}$$

$$N = 111.10 \text{ kN}$$

Pilastrini di collegamento :

b = 30 cm, h = 50 cm

$$M_{\max} = 98.51 \text{ kN*m}$$

$$N = 65.75 \text{ kN}$$

Verifiche di resistenza :

## SLU

	b	h	n	Armatura superiore				Armatura inferiore				N	Mu	ρ <sup>1</sup>	k	Vrd
				n2	φ2	A'f2	h'2	n1	φ1	Af1	h1					
	mm	mm				mmq	mm			mmq	mm	KN	KN*m			KN
Solaio	275	350	15	5	14	770	50	5	14	770	320	<b>0.00</b>	<b>-83.88</b>	0.009	1.8	<b>52.82</b>
Pilastrini	300	500	15	3	14	462	30	3	14	462	470	<b>102.14</b>	<b>-99.29</b>	0.003	1.7	<b>71.63</b>
Pilastro	200	500	15	7	16	1407	15	7	16	1407	485	<b>111.10</b>	<b>-275.81</b>	0.015	1.6	<b>79.86</b>

## SLE

	N <sub>SLE</sub>	M <sub>SLE</sub>	b	h	n	Armatura superiore				Armatura inferiore				σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	w <sub>k</sub>
						n2	φ2	A'f2	h'2	n1	φ1	Af1	h1			
	KN	KN*m	mm	mm				mmq	mm			mmq	mm	N/mmq	N/mmq	mm
Solaio	<b>0.0</b>	<b>40.68</b>	275	350	15	5	14	770	50	5	14	770	320	<b>6.8</b>	<b>191.5</b>	<b>0.108</b>
Pilastrini	<b>65.7</b>	<b>42.17</b>	300	500	15	3	14	462	30	3	14	462	470	<b>4.7</b>	<b>147.4</b>	<b>0.000</b>
Pilastro	<b>100.5</b>	<b>56.19</b>	200	500	15	7	16	1407	15	7	16	1407	485	<b>4.1</b>	<b>59.7</b>	<b>0.000</b>

Le verifiche sono soddisfatte in quanto  $M_u > M_d$  e le tensioni in fase di esercizio ( $\sigma_c, \sigma_f$ ) e l'ampiezza delle fessure ( $w_k$ ) rientrano nei parametri di norma.

## Padiglione 8

### Strutture in muratura

Nelle fig. 26-28 sono rappresentate le massime azioni agenti sulle strutture murarie. Nella lettura dei diagrammi si tenga conto che M22 positivo tende le fibre verso l'esterno.

-verifiche a carichi verticali

Per le verifiche carichi verticali si fa riferimento alla condizione SLU2.

Per quanto riguarda i pannelli murari risulta :

sommità della parete : N22 = 67.91 kN, M22 = 19.00 kN\*m

$e = 19.00/67.91 = 0.28$  m

Per la stabilità della parete occorre chiamare in causa i teli in fibra di carbonio.

Interasse teli = 7.5 m , L = 1.5 m

$N_t = (19.00/0.5 - 67.91/2) * 7.5/1.5 = 20.22$  KN/m

ancoraggio 50 cm :  $\tau = 20220/1000/500 = 0.04$  N/mmq

$x_c = (19.00/2 + 67.91/2) * 1000/1000/3.56 = 12.21$  mm

La verifica è quindi soddisfatta.

base della parete : N22 = 88.32 kN, M22 = 9.31 kN\*m

Le fibre tese sono quelle interne dove sono presenti i rinforzi con teli in fibre di carbonio.

$e = 0.11$  m,  $u = 0.14$  m

$\sigma_{max} = 2 * N / (3 * b * u) = 2 * 88320 / (3 * 1000 * 140) = 0.42$  N/mmq

-verifiche in condizioni sismiche :

sommità della parete : N22 = 55.64 kN, M22 = 23.88 kN\*m

Interasse teli = 7.5 m , L = 1.5 m

$N_t = (23.88/0.5 - 55.64/2) * 7.5/1.5 = 99.7$  KN/m

ancoraggio 50 cm :  $\tau = 99700/1000/500 = 0.20$  N/mmq

$x_c = (23.88/2 + 55.64/2) * 1000/1000/3.56 = 11.17$  mm

La verifica è quindi soddisfatta.

base della parete :  $N_{22} = 68.15 \text{ kN}$ ,  $M_{22} = 11.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$e = 11.75/68.15 = 0.17 \text{ cm}$ ,  $u = 0.5/2 - 0.17 = 0.08 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = 2\cdot N/(3\cdot b\cdot u) = 2\cdot 68150/(3\cdot 1000\cdot 80) = 0.57 \text{ N/mm}^2$

La verifica è pertanto soddisfatta.

### Strutture in c.a.

Le sollecitazioni massime sono ( fig. 29-30-31 ) :

solaio :  $M_{\max} = 47.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$  (  $b = 1.5 \text{ m}$  )

$M_{\min} = 96.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$  (  $b = 1.5 \text{ m}$  )

Pilastro esistente:

$b = 20 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$

$M_{\max} = 205.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N = 112.73 \text{ kN}$

Pilastrino di collegamento :

$b = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$

$M_{\max} = 80.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N = 75.04 \text{ kN}$

Verifiche di resistenza :

### SLU

Copertura	b	h	n	Armatura superiore				Armatura inferiore				N	Mu	$\rho_1$	k	Vrd
				n2	$\phi_2$	A'f2	h'2	n1	$\phi_1$	Af1	h1					
	mm	mm				mmq	mm			mmq	mm	KN	KN*m			KN
Solaio	275	350	15	5	14	770	50	5	14	770	320	<b>0.00</b>	<b>-83.88</b>	0.009	1.8	<b>52.82</b>
Pilastrini	300	500	15	3	14	462	30	3	14	462	470	<b>102.14</b>	<b>-99.29</b>	0.003	1.7	<b>71.63</b>
Pilastro	200	500	15	7	16	1407	15	7	16	1407	485	<b>111.10</b>	<b>-275.81</b>	0.015	1.6	<b>79.86</b>

### SLE

Copertura	N <sub>SLE</sub>	M <sub>SLE</sub>	b	h	n	Armatura superiore				Armatura inferiore				$\sigma_c$	$\sigma_s$	wk
						n2	$\phi_2$	A'f2	h'2	n1	$\phi_1$	Af1	h1			
	KN	KN*m	mm	mm			mmq	mm			mmq	mm	N/mmq	N/mmq	mm	
Solaio	<b>0.0</b>	<b>41.15</b>	275	350	15	5	14	770	50	5	14	770	320	<b>6.8</b>	<b>191.5</b>	<b>0.108</b>
Pilastrini	<b>77.0</b>	<b>38.38</b>	300	500	15	3	14	462	30	3	14	462	470	<b>4.3</b>	<b>118.9</b>	<b>0.000</b>
Pilastro	<b>115.2</b>	<b>51.72</b>	200	500	15	7	16	1407	15	7	16	1407	485	<b>4.0</b>	<b>49.0</b>	<b>0.000</b>

Le verifiche sono soddisfatte in quanto  $M_u > M_d$  e le tensioni in fase di esercizio (  $\sigma_c$ ,  $\sigma_f$  ) e l'ampiezza delle fessure ( wk ) rientrano nei parametri di norma.

### 13 - SPOSTAMENTI DI INTERPIANO

Gli spostamenti massimi nelle conzioni SLD risultano ( fig. 32-35):

-Pad.7 :  $W_x = 0.30 \text{ cm}$

$W_y = 1.34 \text{ cm}$

-Pad.8 :  $W_x = 0.29 \text{ cm}$   
 $W_y = 1.28 \text{ cm}$

Limite deformazioni:  $0.003 \cdot h$  per strutture in muratura

pad .7 :  $W_{lim} = 0.003 \cdot 5.56 = 1.7 \text{ cm}$

pad .8 :  $W_{lim} = 0.003 \cdot 6.10 = 1.8 \text{ cm}$

Le verifiche SLD sono pertanto soddisfatte.



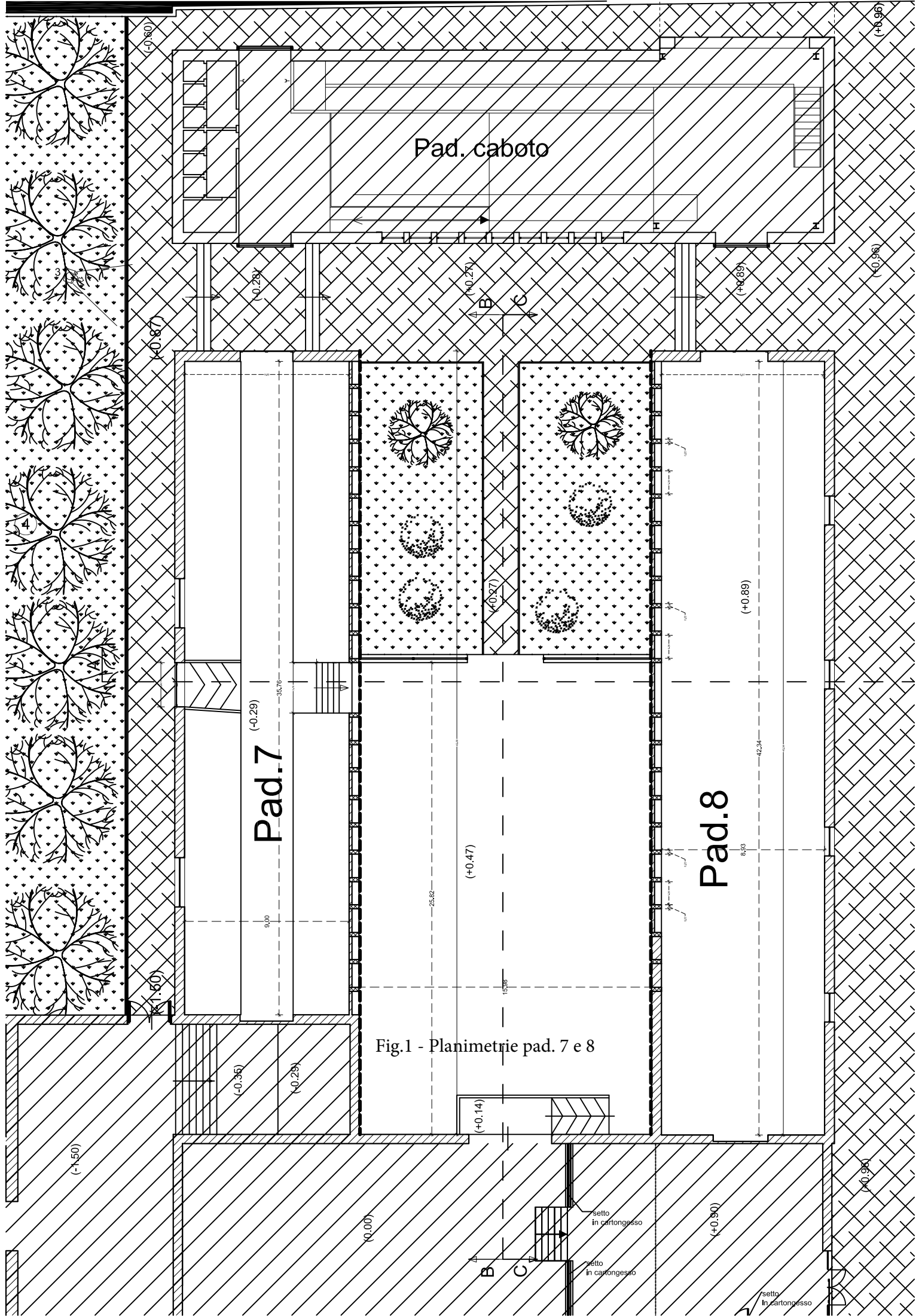


Fig.1 - Planimetrie pad. 7 e 8

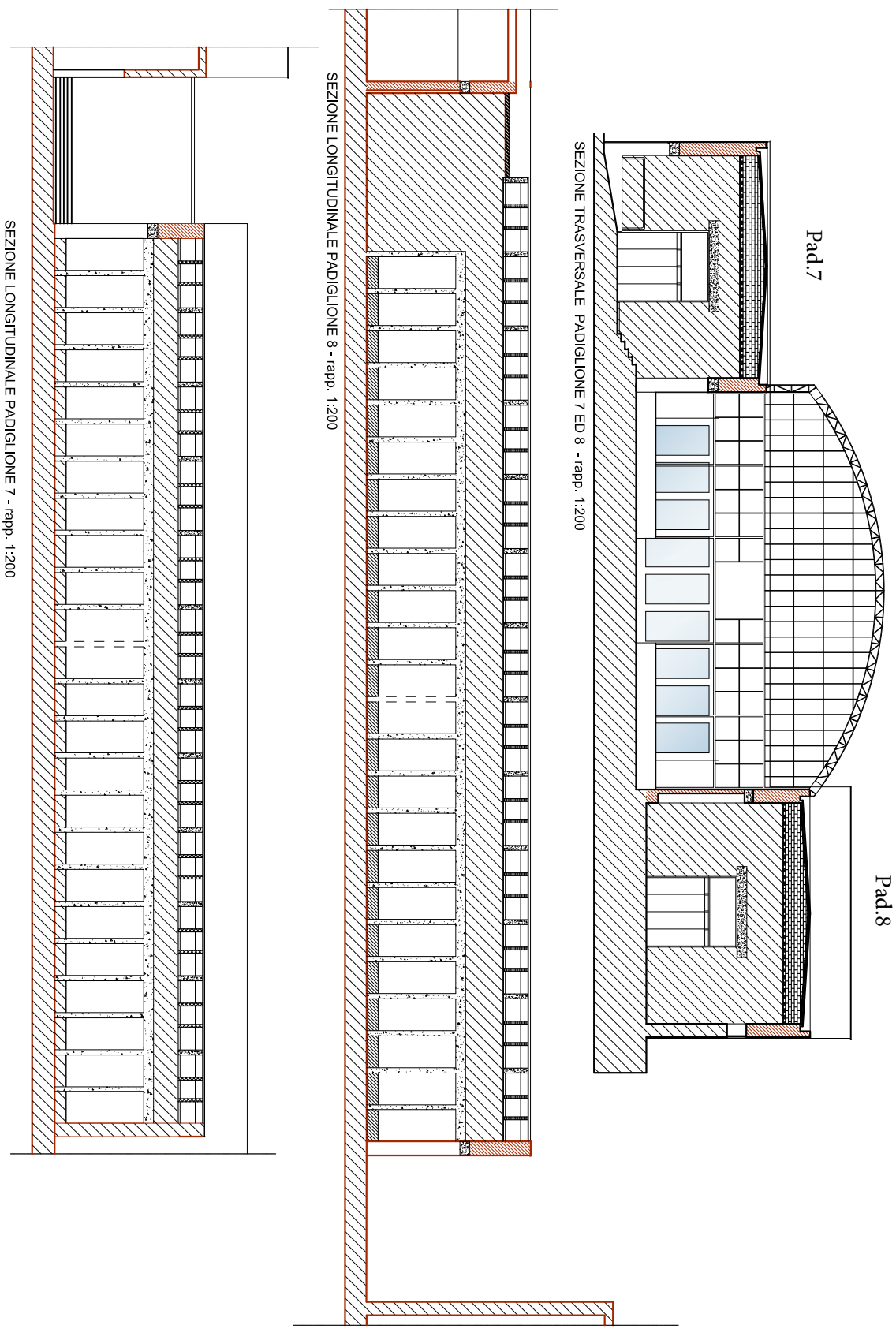


Fig.2 - Sezioni

LEGENDA







-  MURATURA DI TUFO
-  MURATURA DI TUFO PARTI SEZIONATE
-  CEMENTO ARMATO
-  MURI IN FORATI
-  SOLAIO IN PUTRELLE E TAVELLONI
-  PIASTRO MANCANTE DA RICOSTRUIRE

Fig. 3 - Schema struttura solai esistente

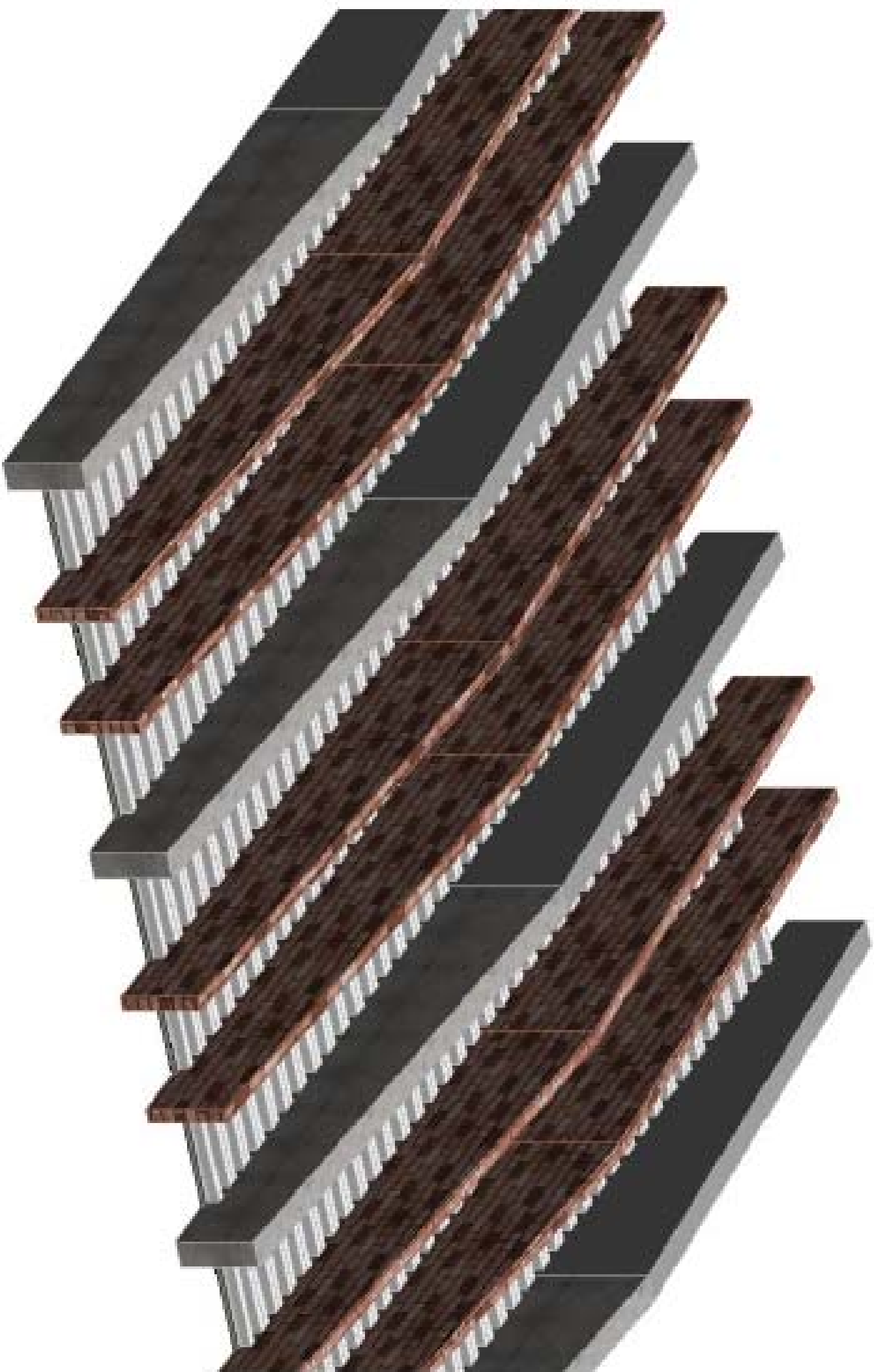




Fig. 4- Estradosso solaio esistente



Fig. 5 - Struttura camera d'aria solaio esistente



Fig. 6 - Parete confine pad.8 - pad. America Latina



Fig. 7 - Pad.8 - Parete lato pad. 7

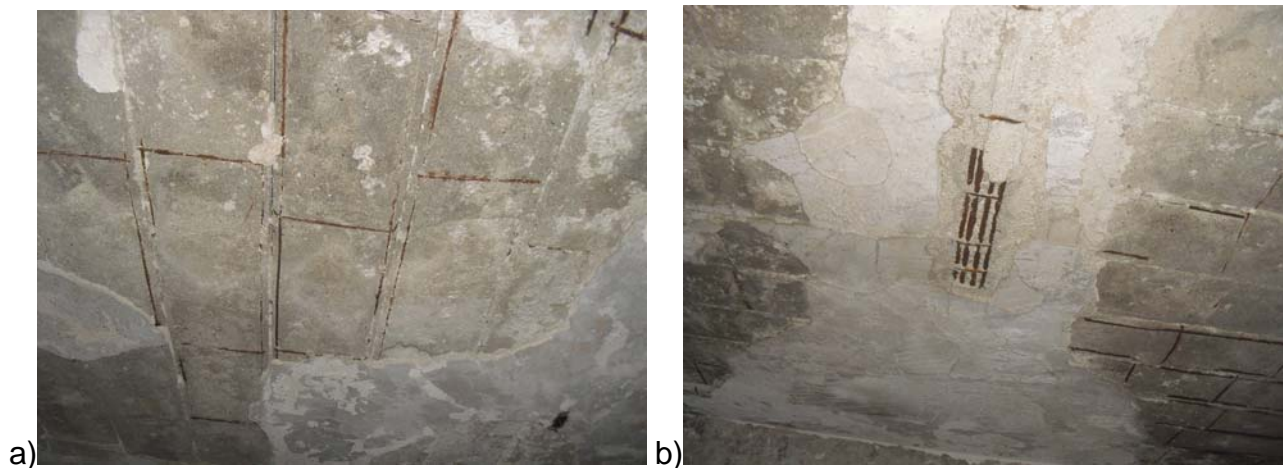


Fig. 8 - Degrado strutture orizzontali : a) solai; b) travi.



Fig. 9 - Degrado pilastri



Fig. 10 - Degrado travi



Fig. 11 - Struttura muraria

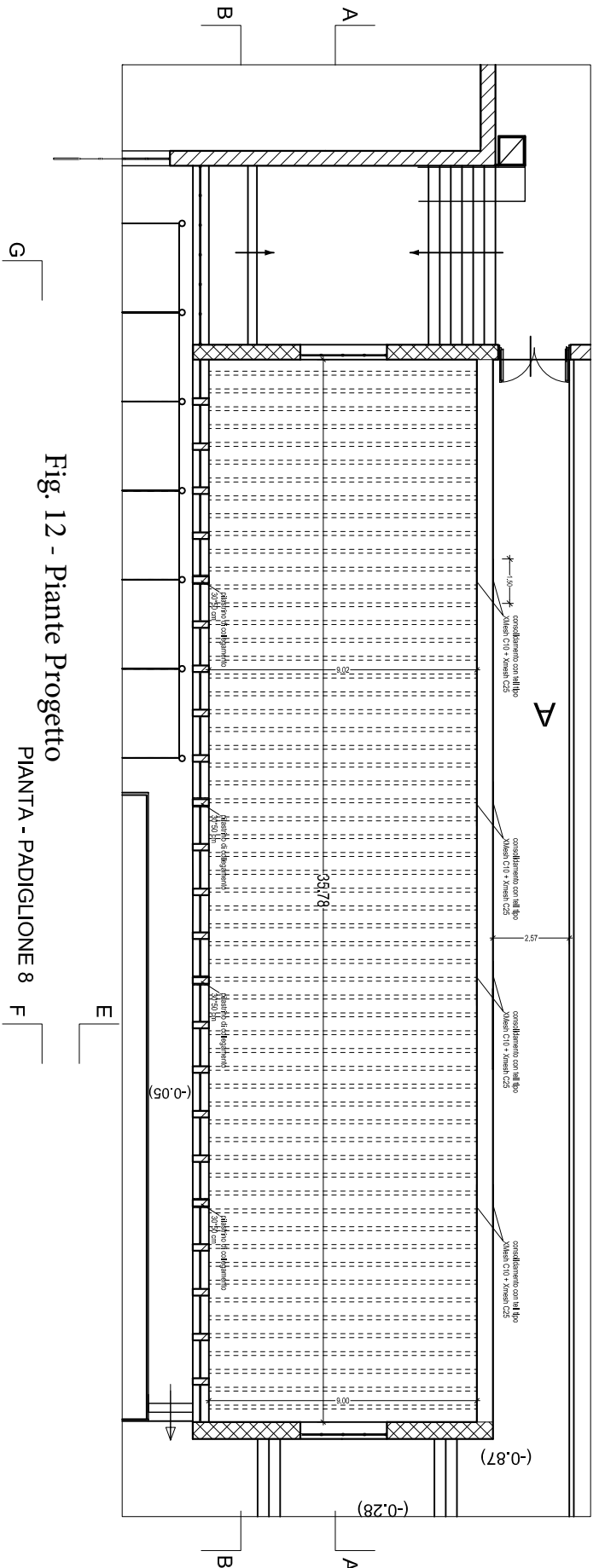
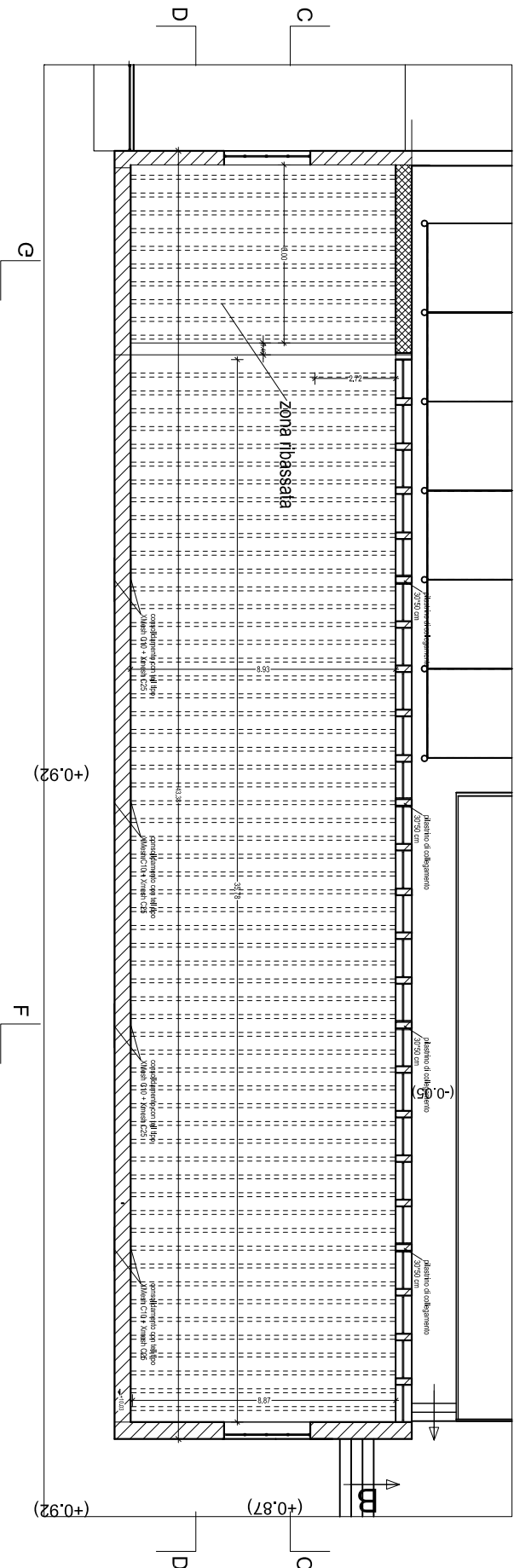


Fig. 12 - Piante Progetto  
PIANTA - PADIGLIONE 8





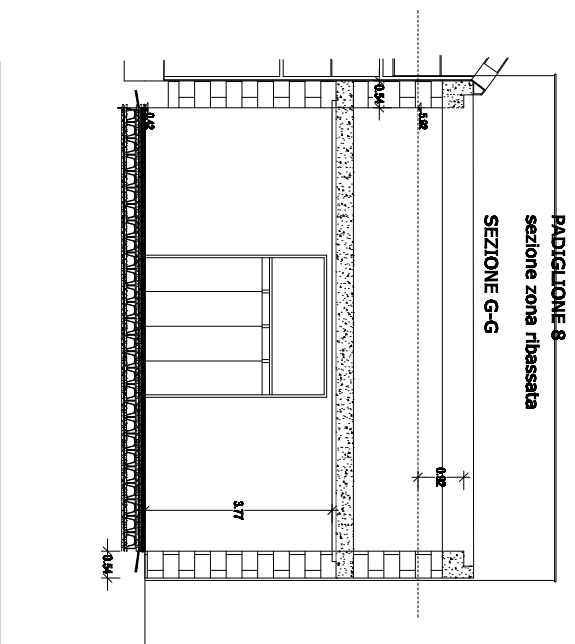
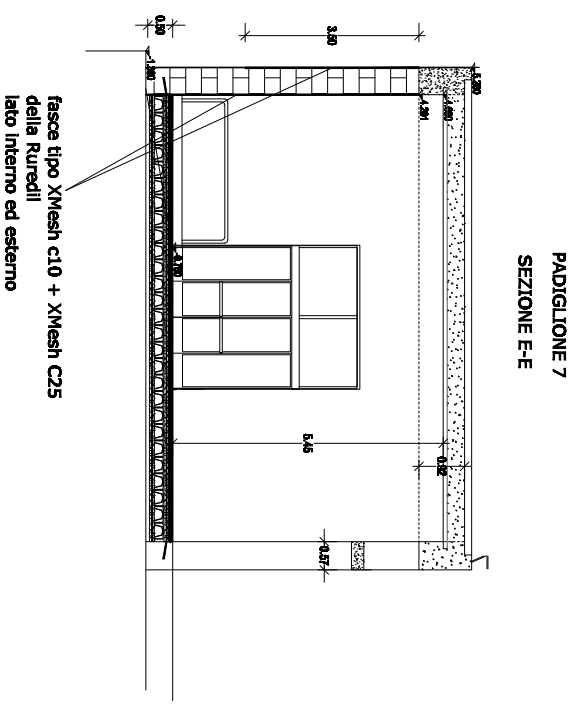
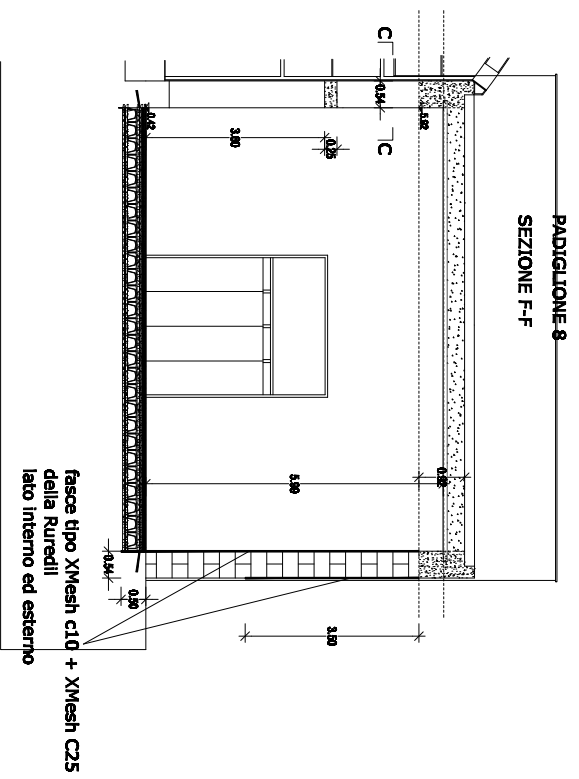


Fig. 13 - Progetto Sezioni

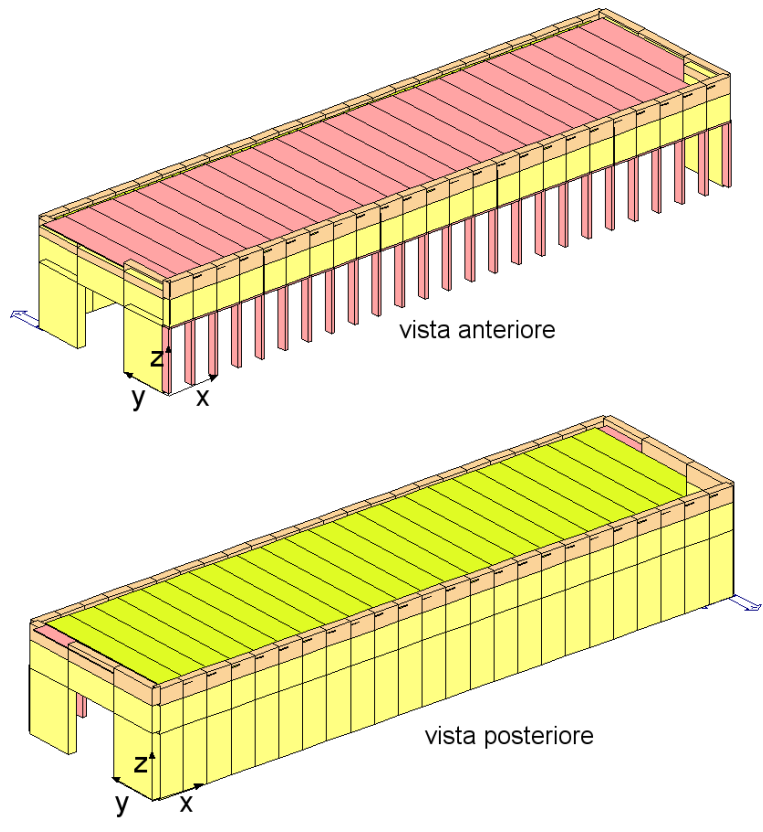


Fig. 14- Pad.7 - Modello strutturale

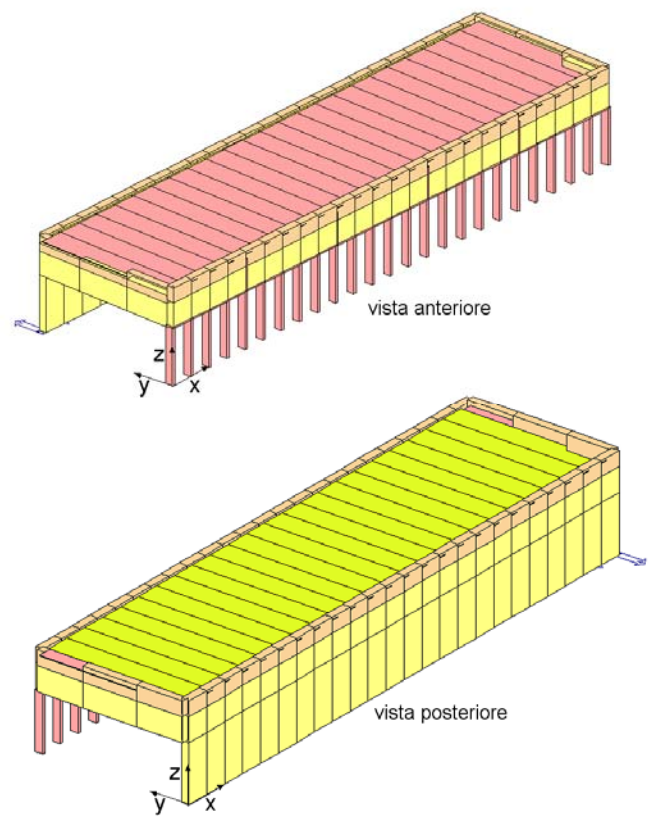


Fig. 15- Pad.8 - Modello strutturale

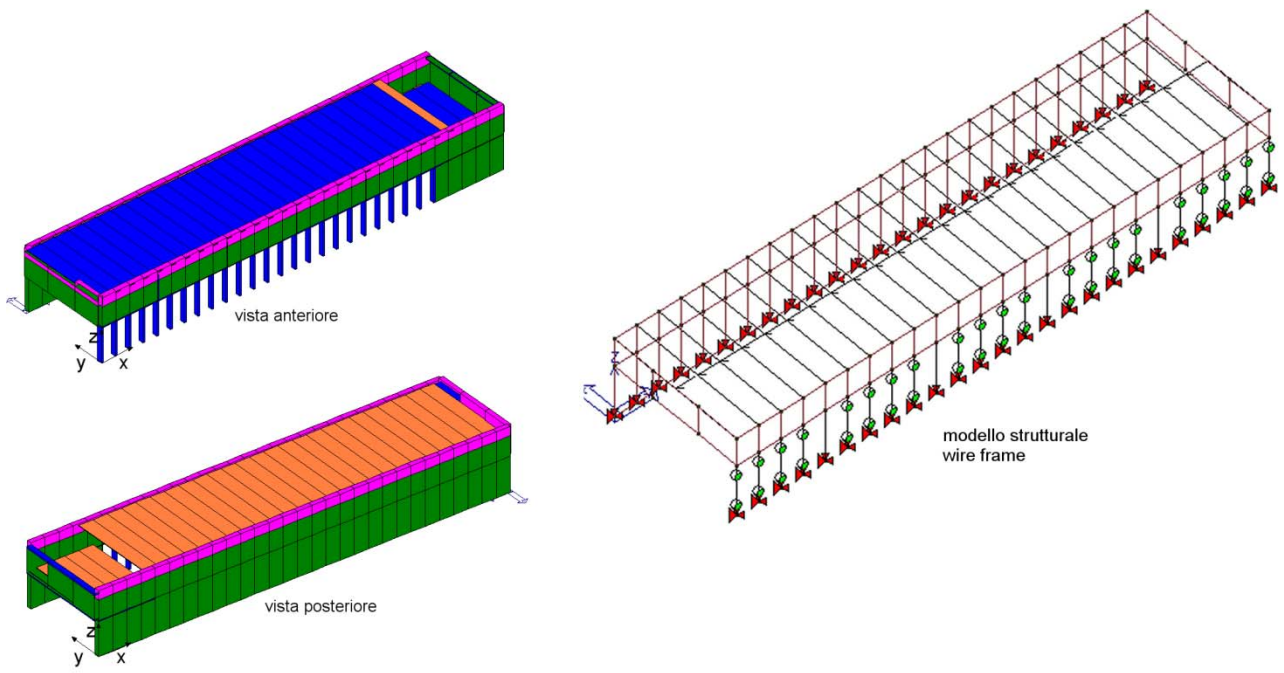


Fig. 16- Pad.7 - Modello strutturale solido e wire frame modificato

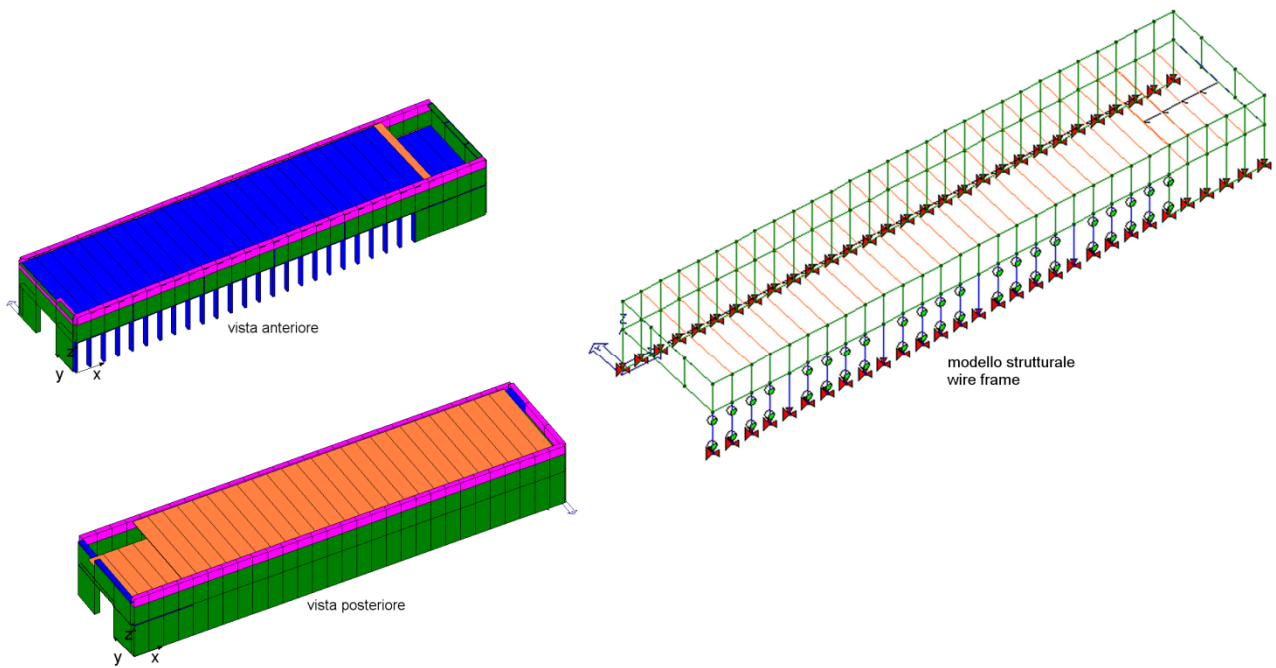


Fig. 17- Pad.8 - Modello strutturale solido e wire frame

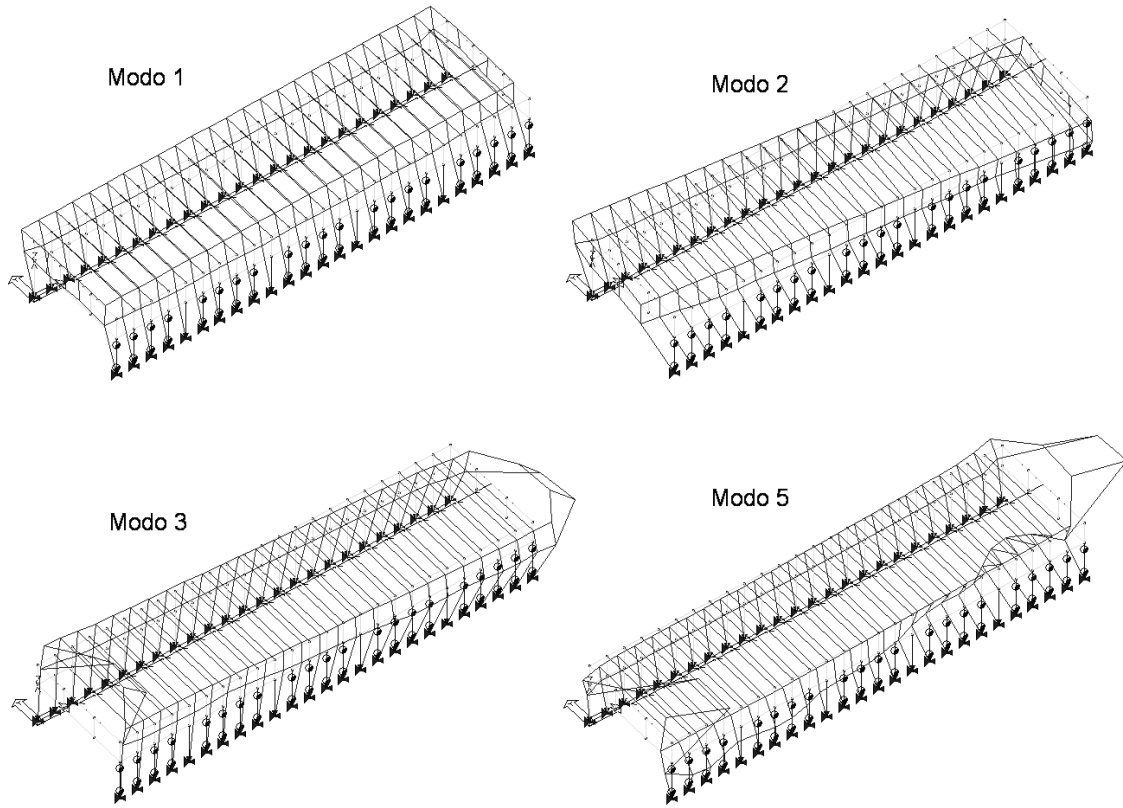


Fig. 18- Pad.7 - Modi di vibrazione

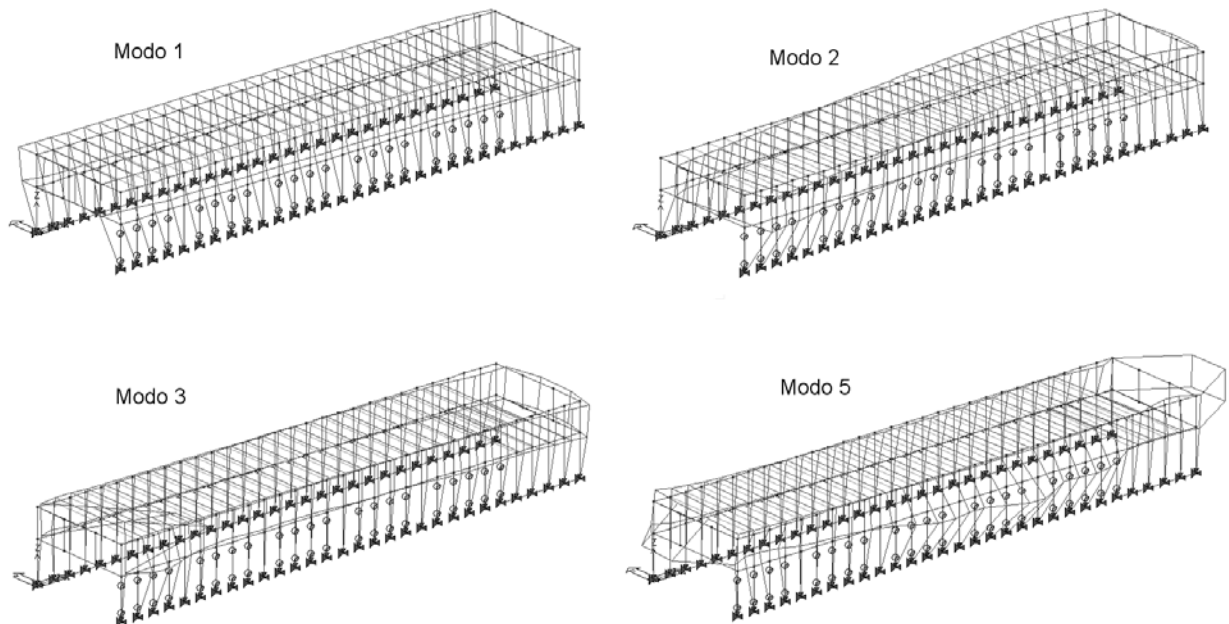


Fig. 19- Pad.8 - Modi di vibrazione

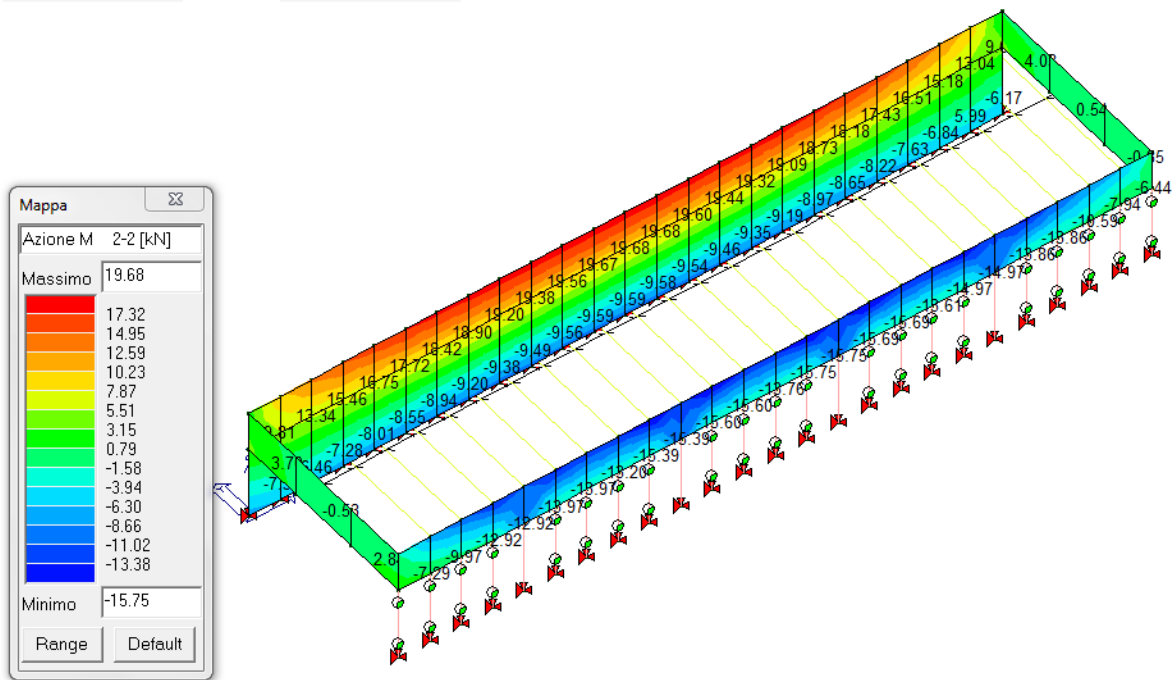
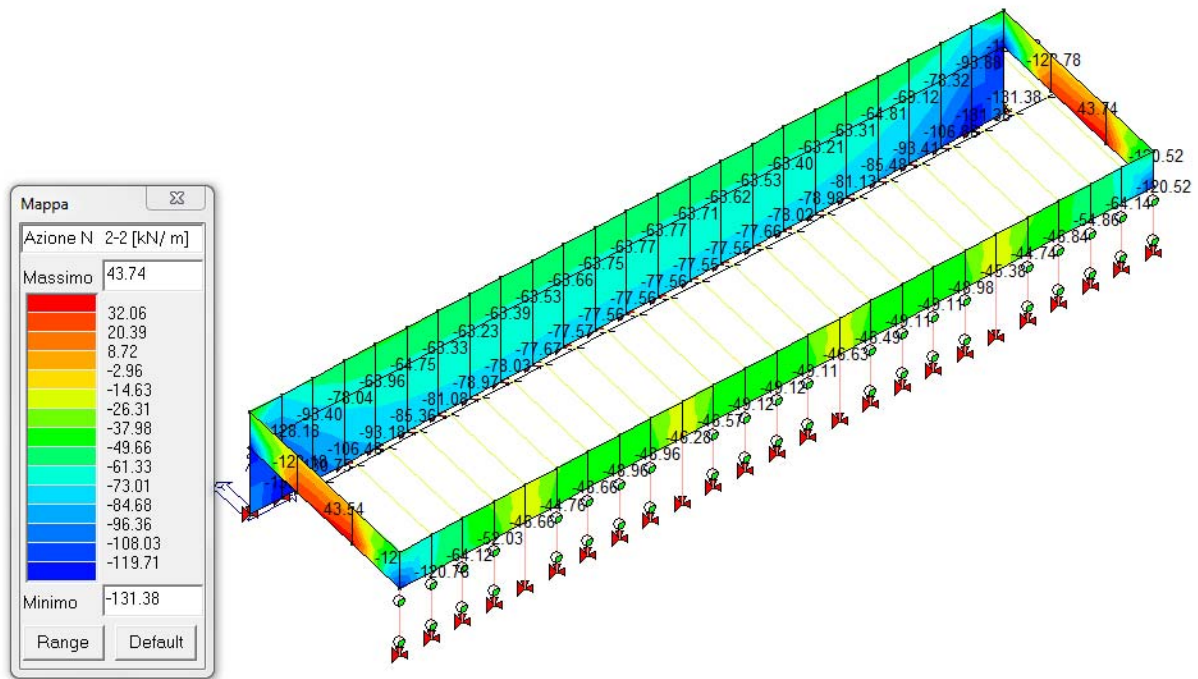


Fig. 20- Pad.7 - SLU 2 - N22-M22

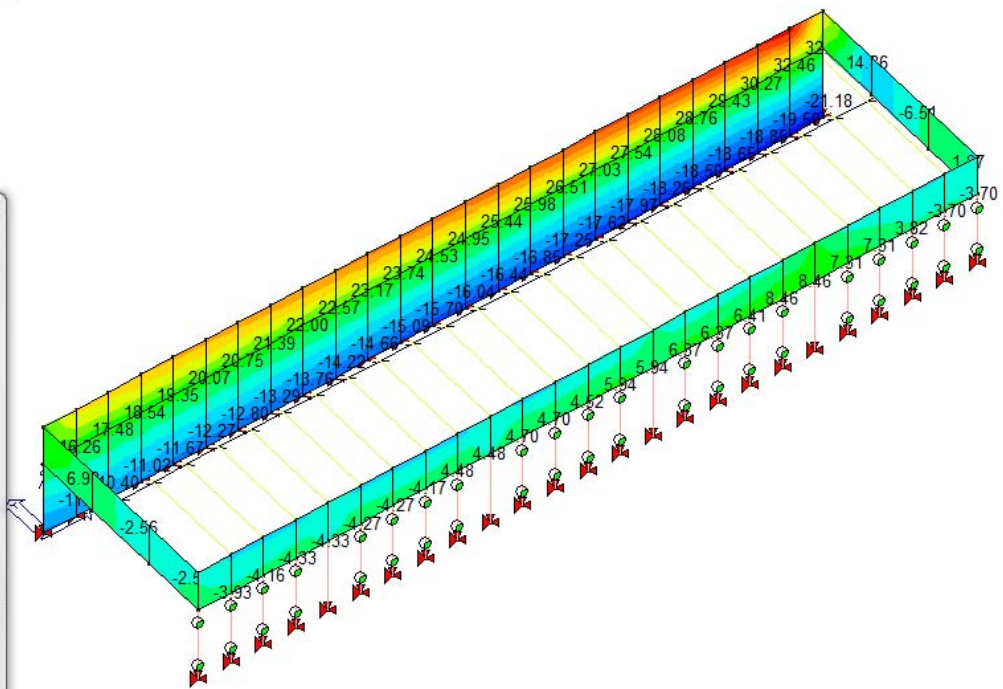
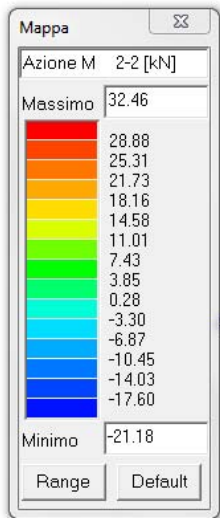
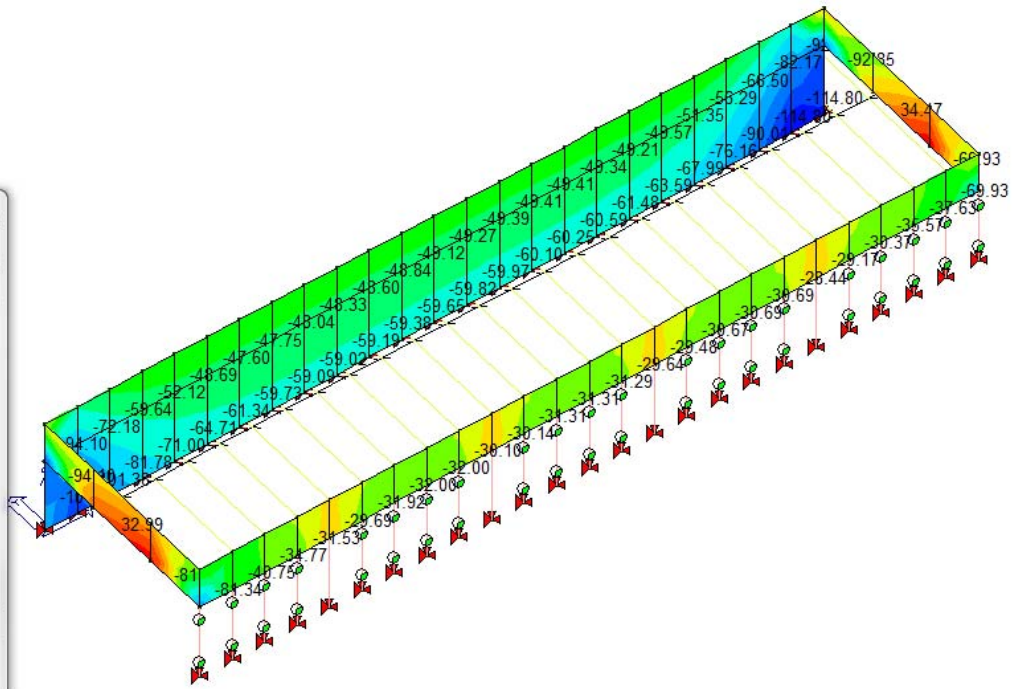
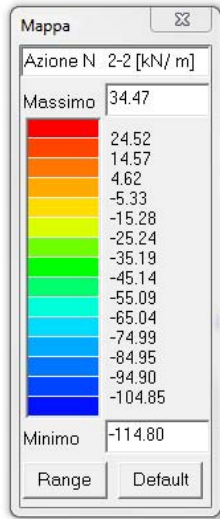


Fig. 21- Pad.7 - SLU 24 - N22-M22

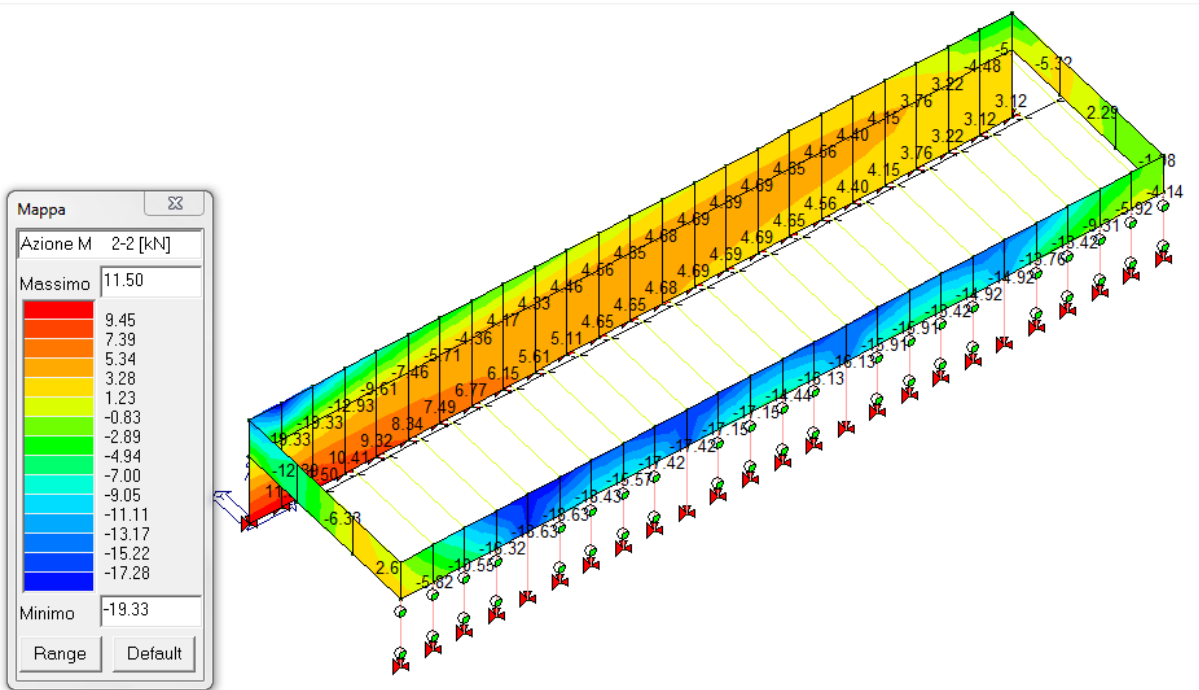
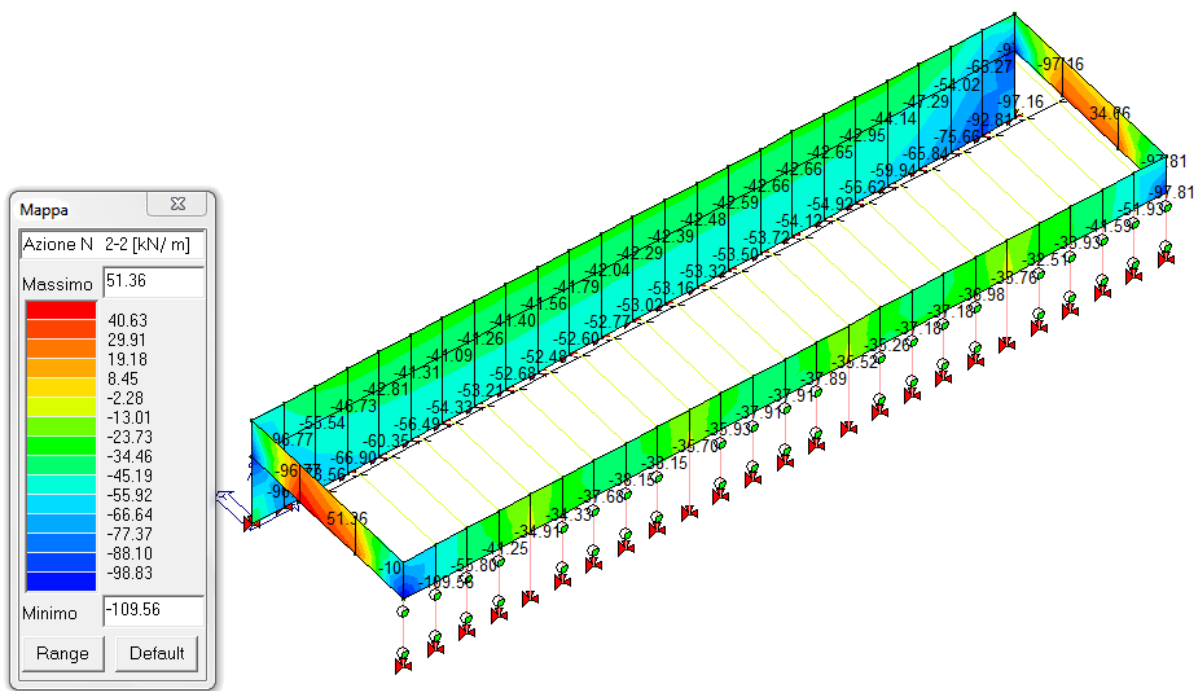


Fig. 22- Pad.7 - SLU 31 - N22-M22

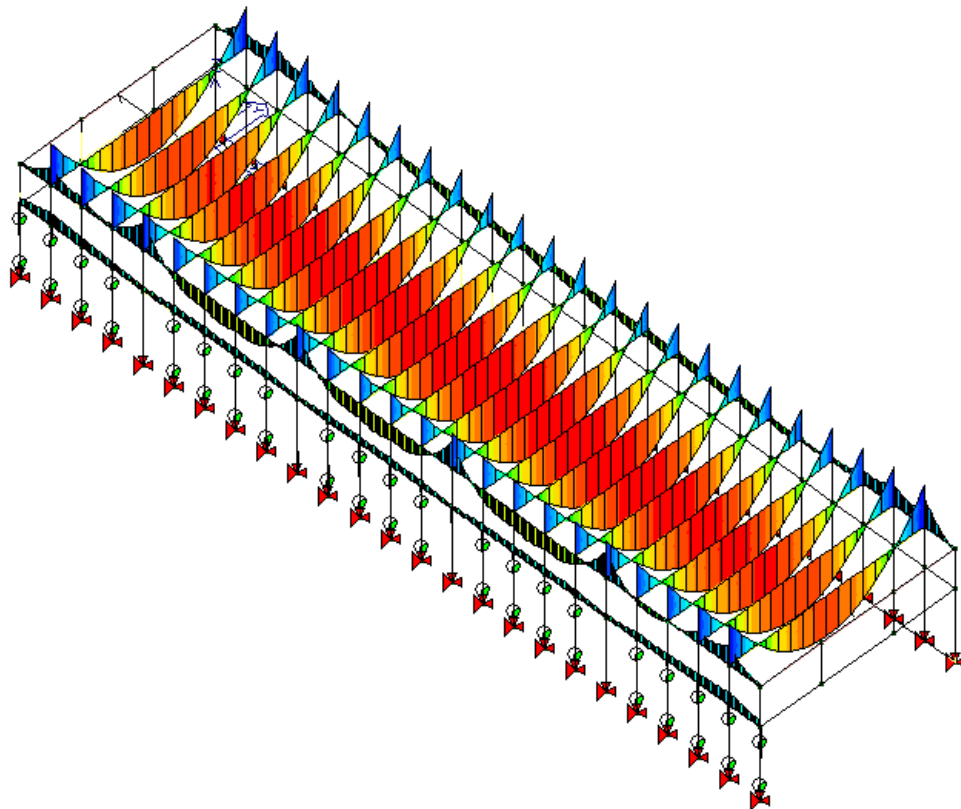
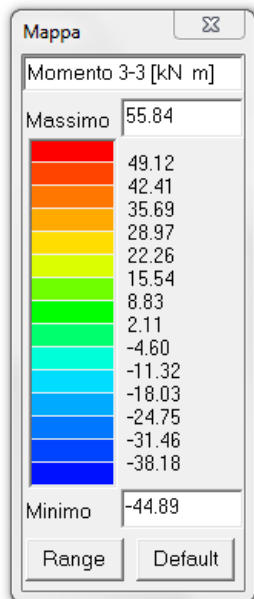


Fig. 23- Pad.7 - SLU 2 - M-3-3

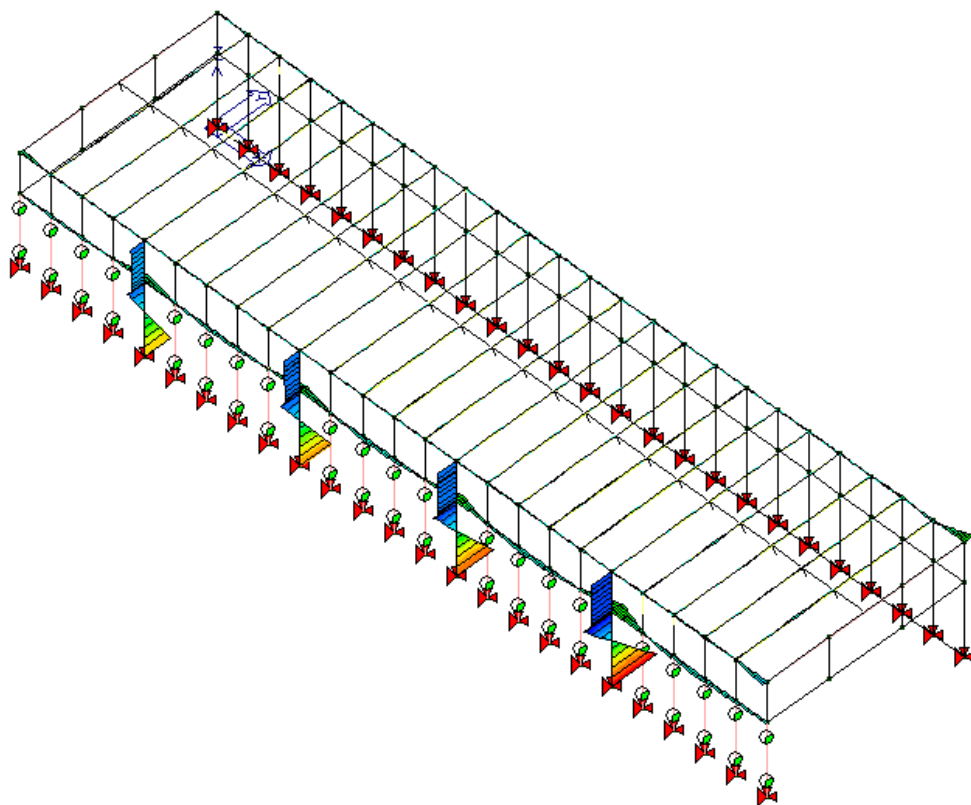
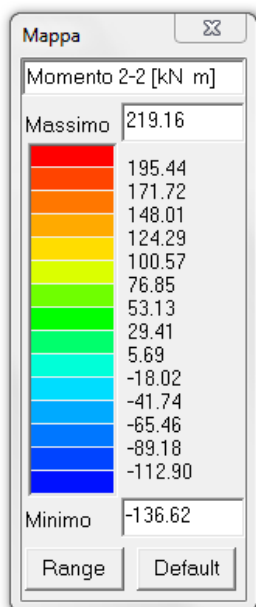


Fig. 24- Pad.7 - SLU 21 - M-2-2



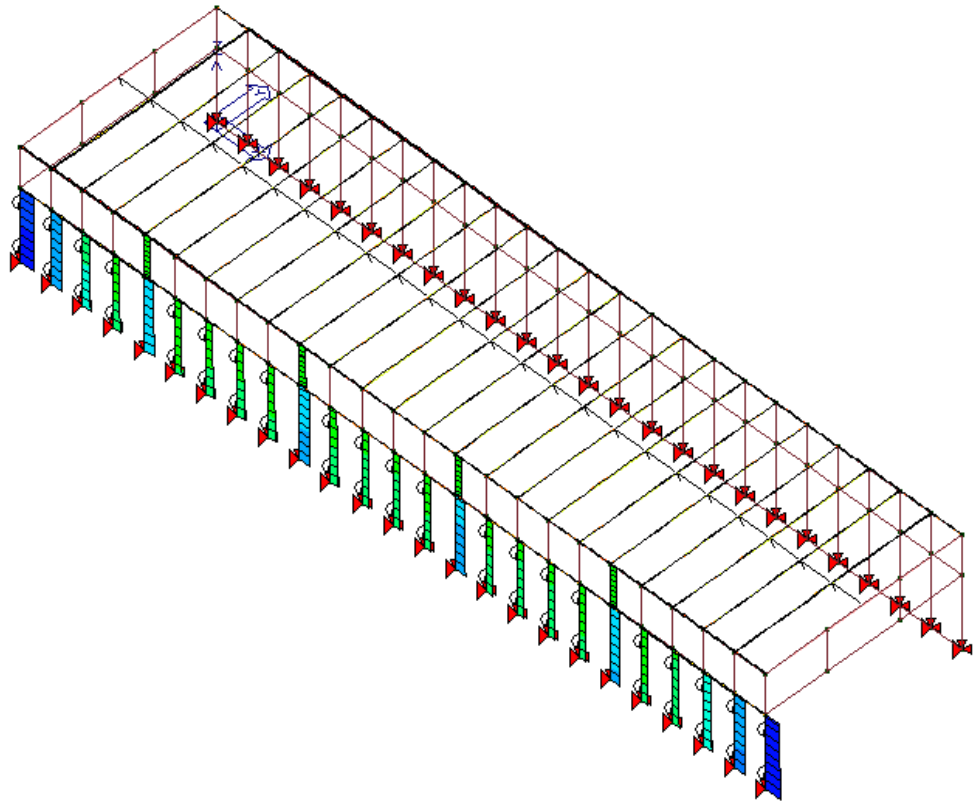
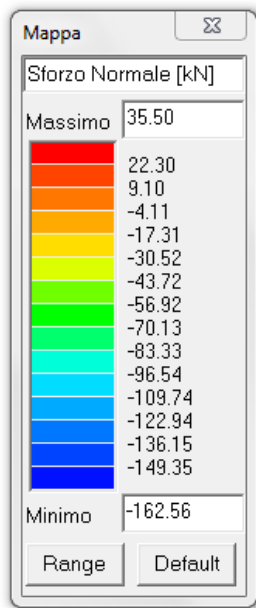


Fig. 25- Pad.7 - SLU 21 - N

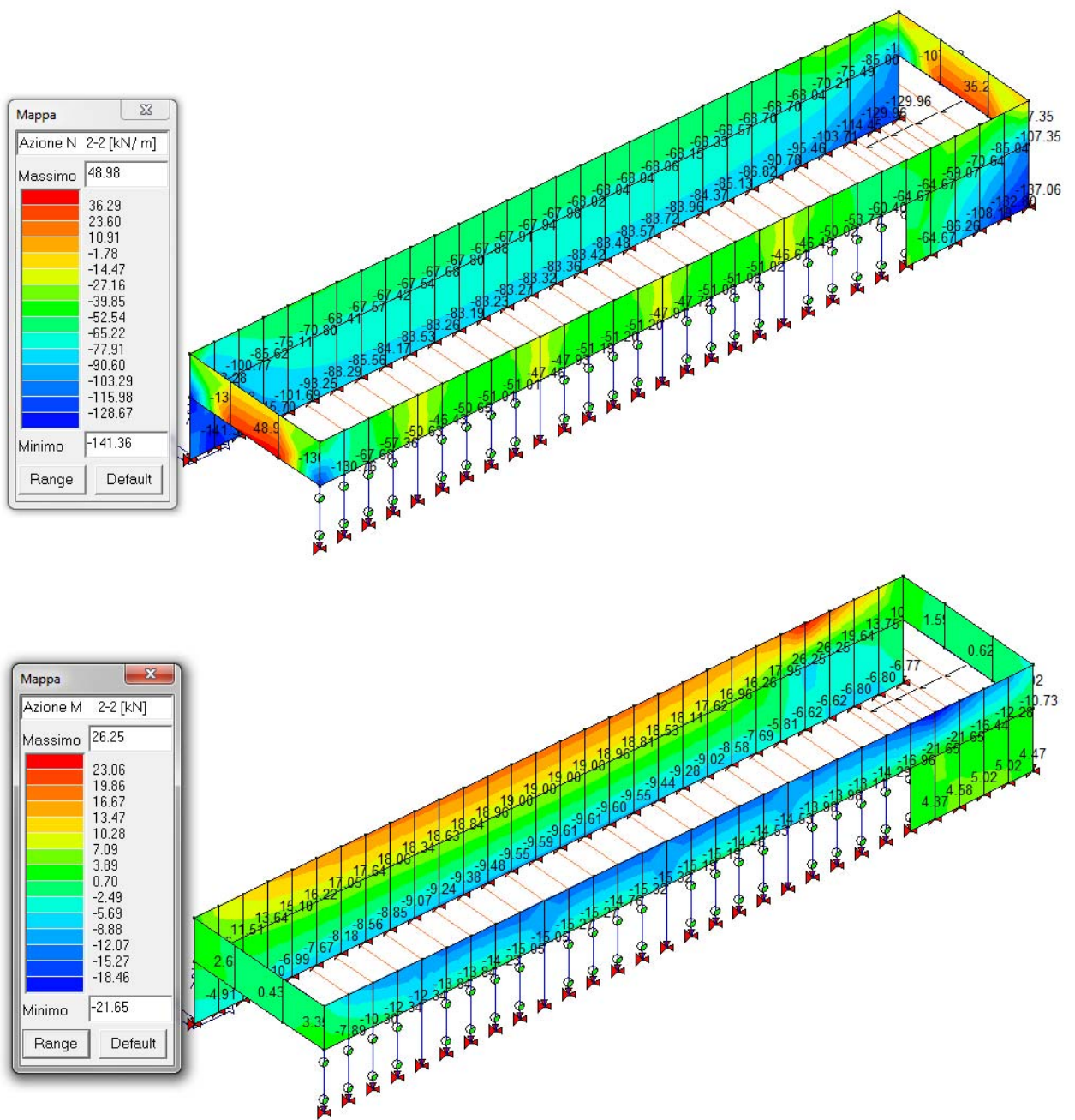


Fig. 26- Pad.8 - SLU 2 - N22-M22

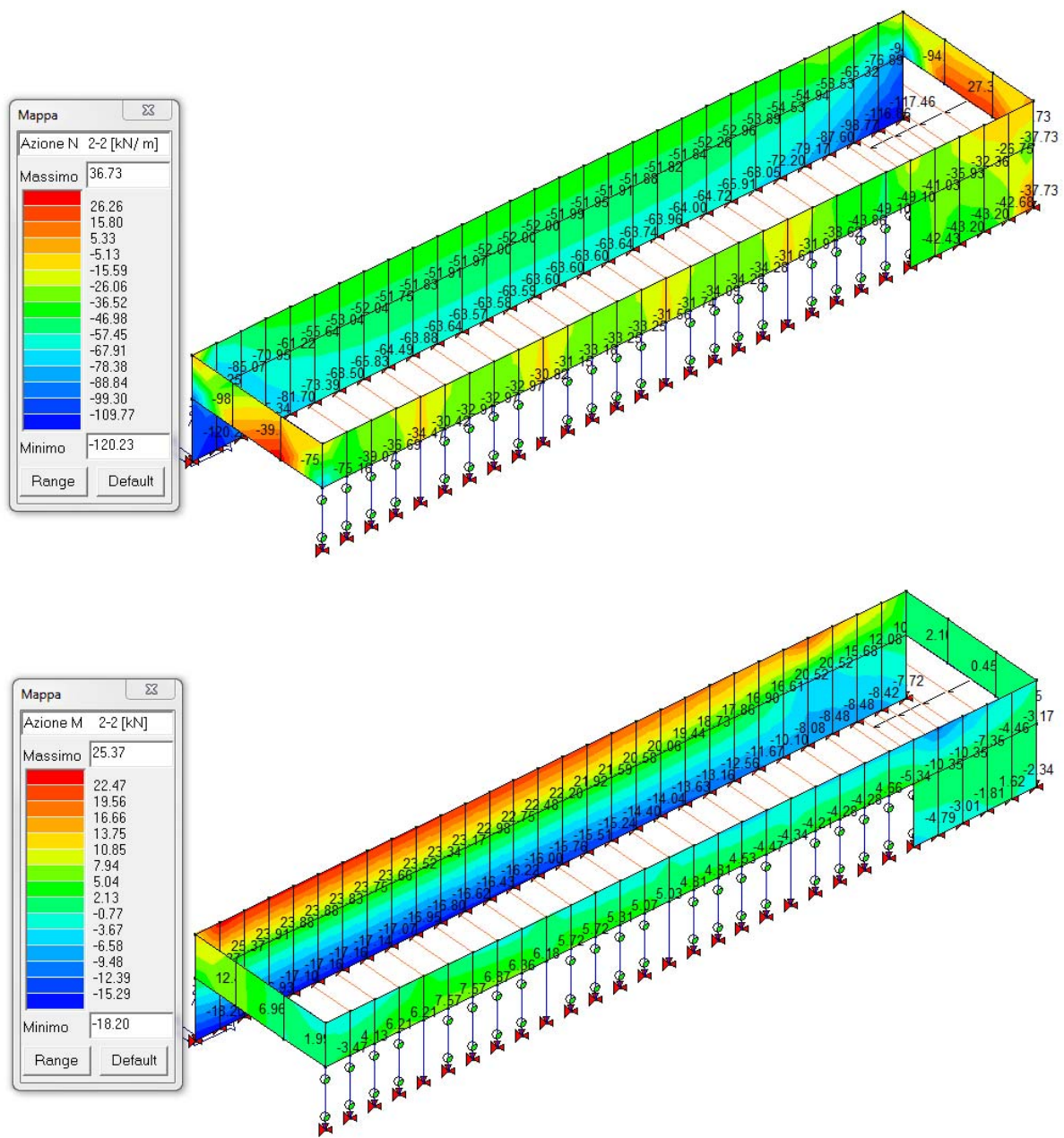


Fig. 27- Pad.8 - SLU 30 - N22-M22

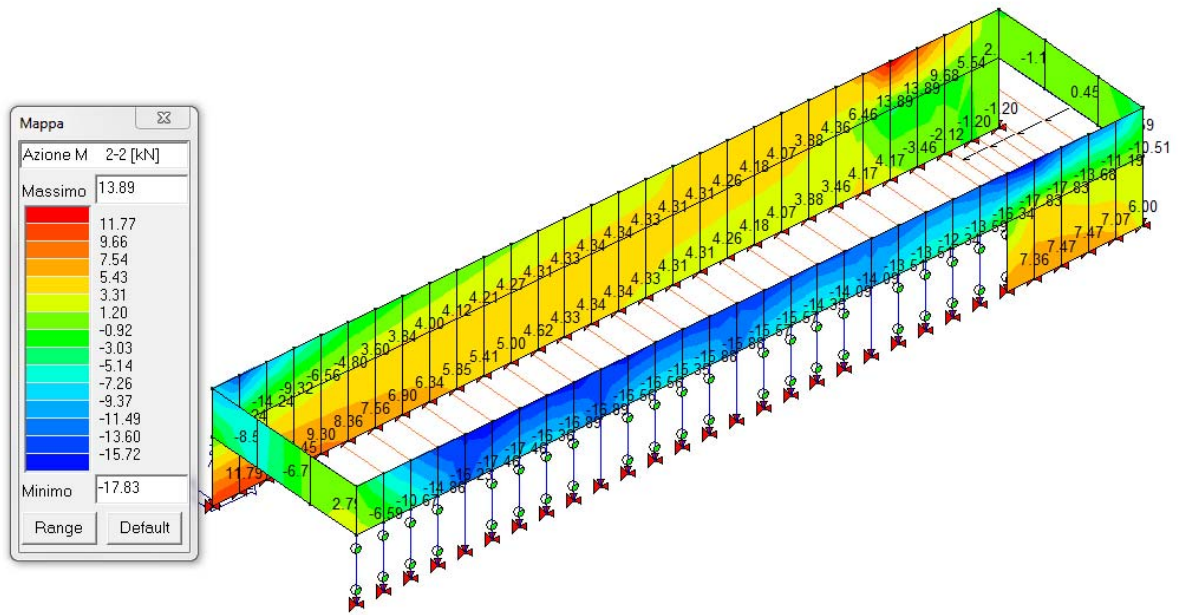
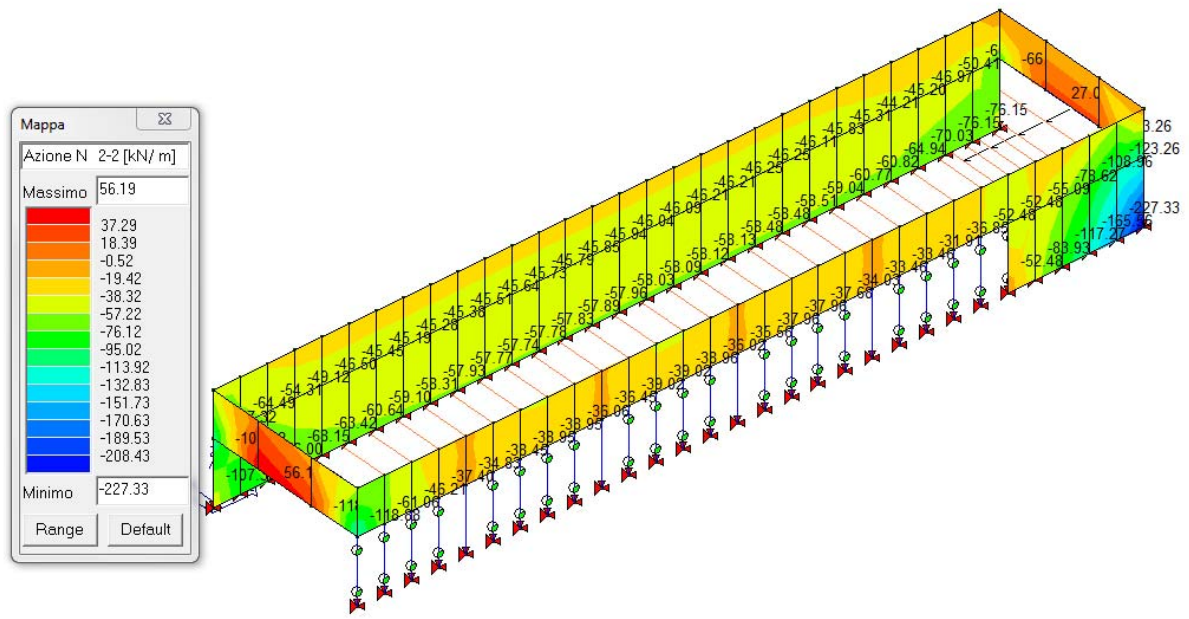


Fig. 28- Pad.8 - SLU 31 - N22-M22

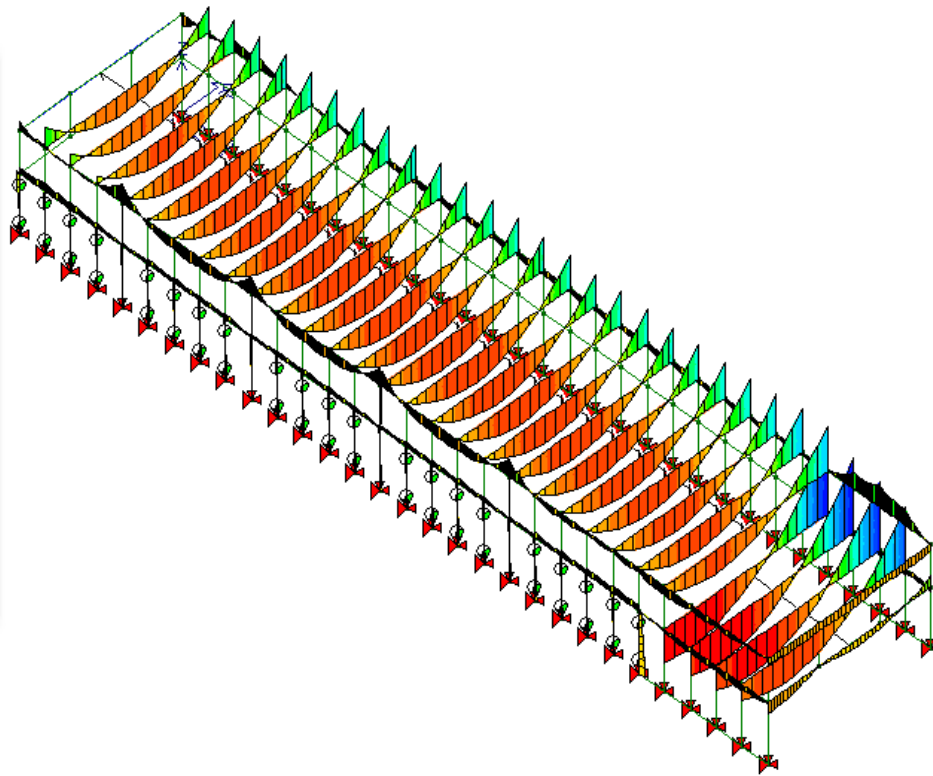
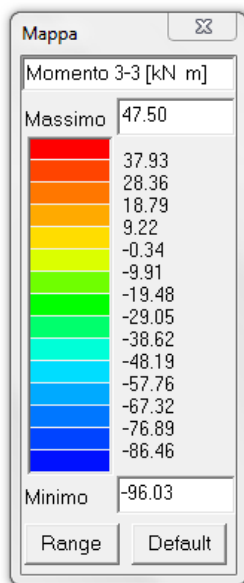


Fig. 29- Pad.8 - SLU 24 - M-3-3

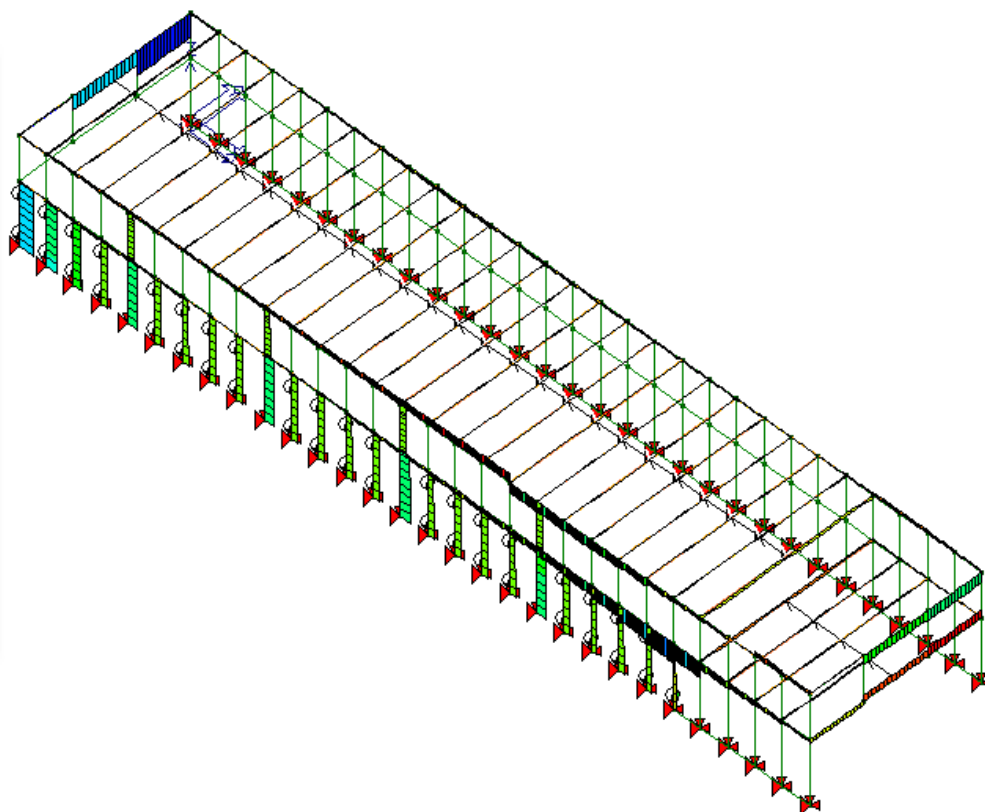
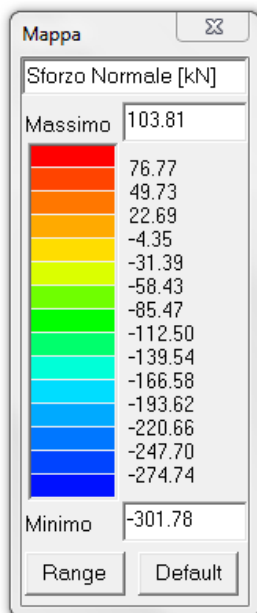


Fig. 30- Pad.8 - SLU 31 - N

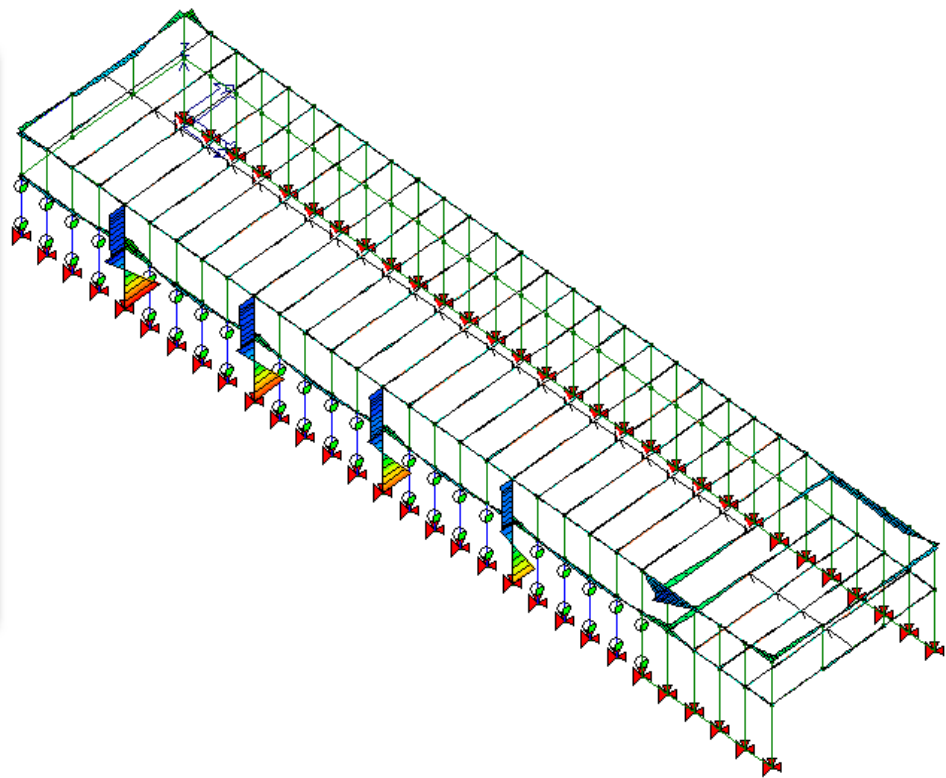
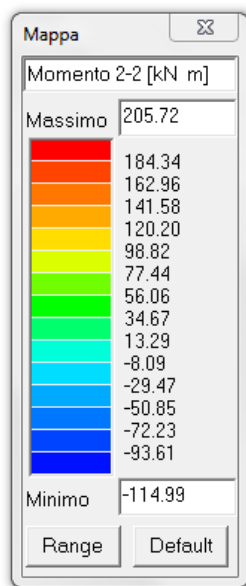


Fig. 31- Pad.8 - SLU 31 - M2-2

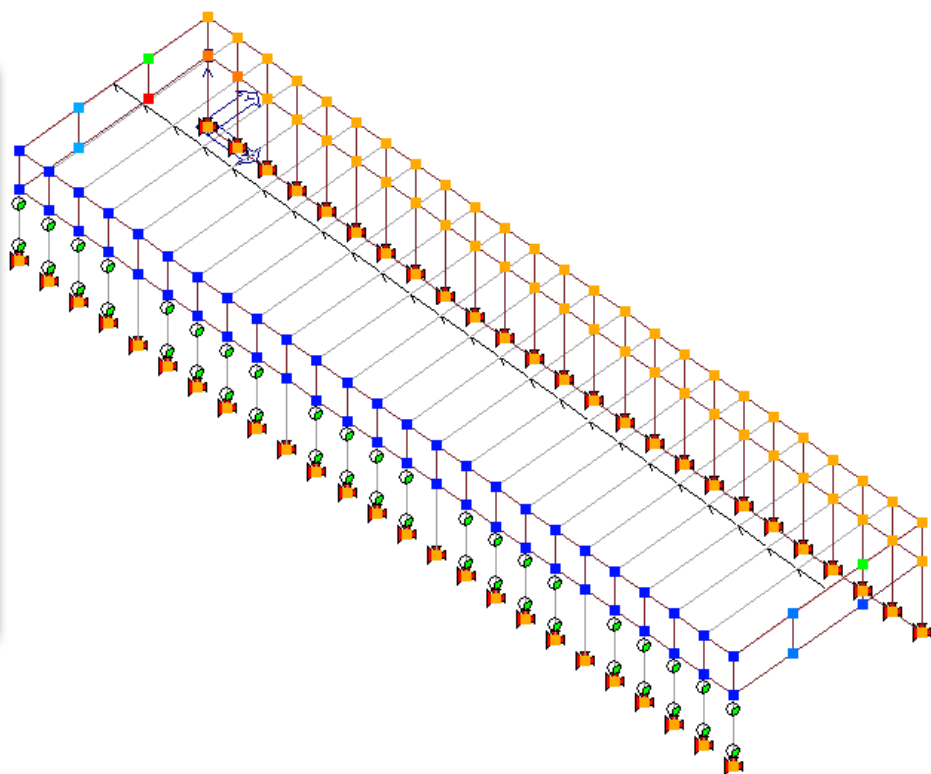
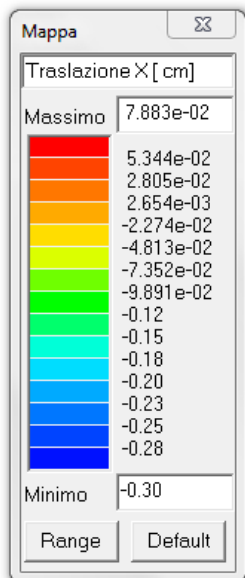


Fig. 32- Pad.7 - SLD 53 - Spostamenti X

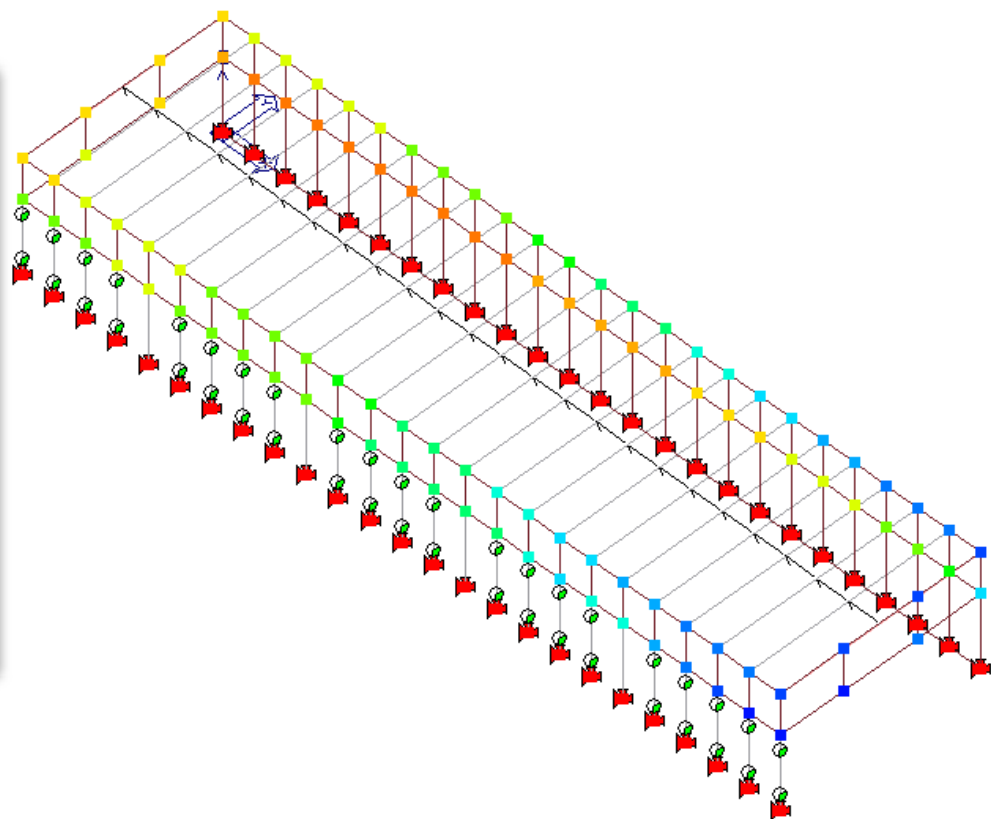
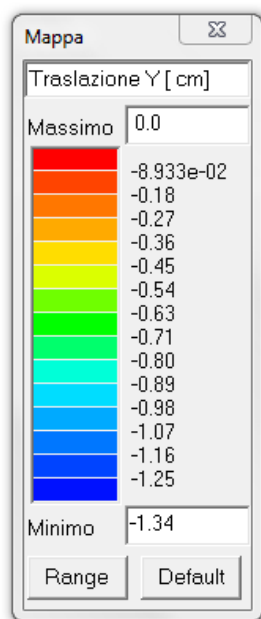


Fig. 33- Pad.7 - SLD 53 - Spostamenti Y

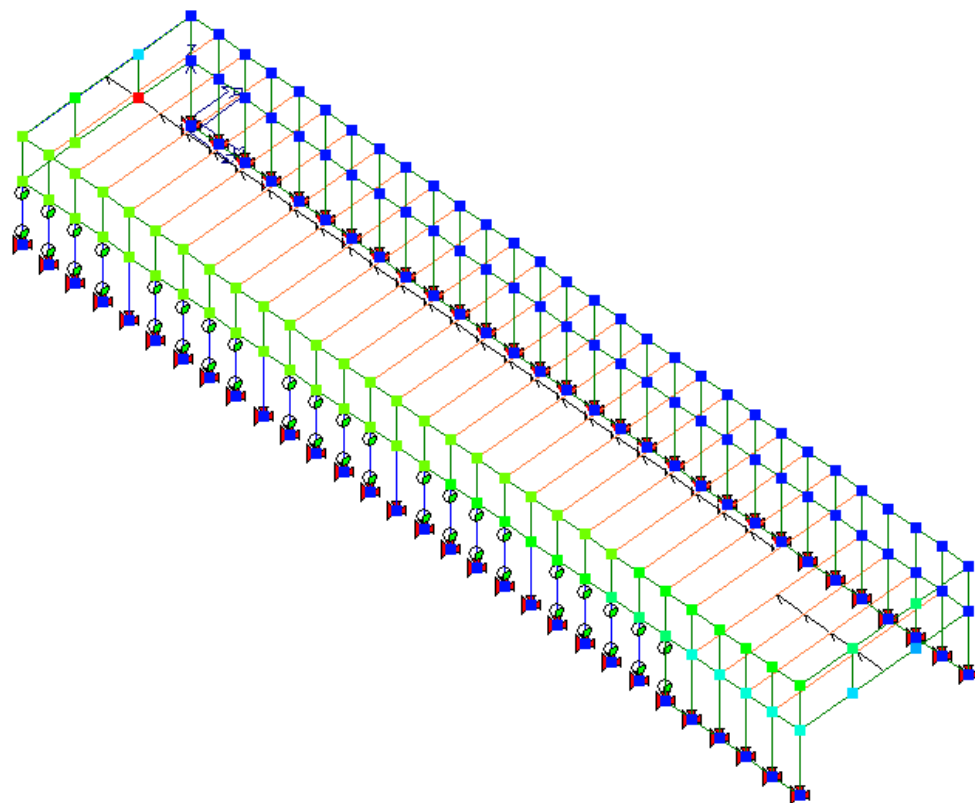
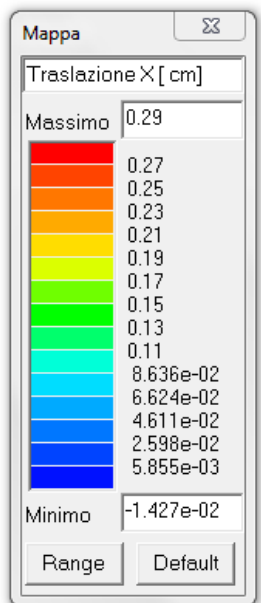


Fig. 34- Pad.8 - SLD 67 - Spostamenti X

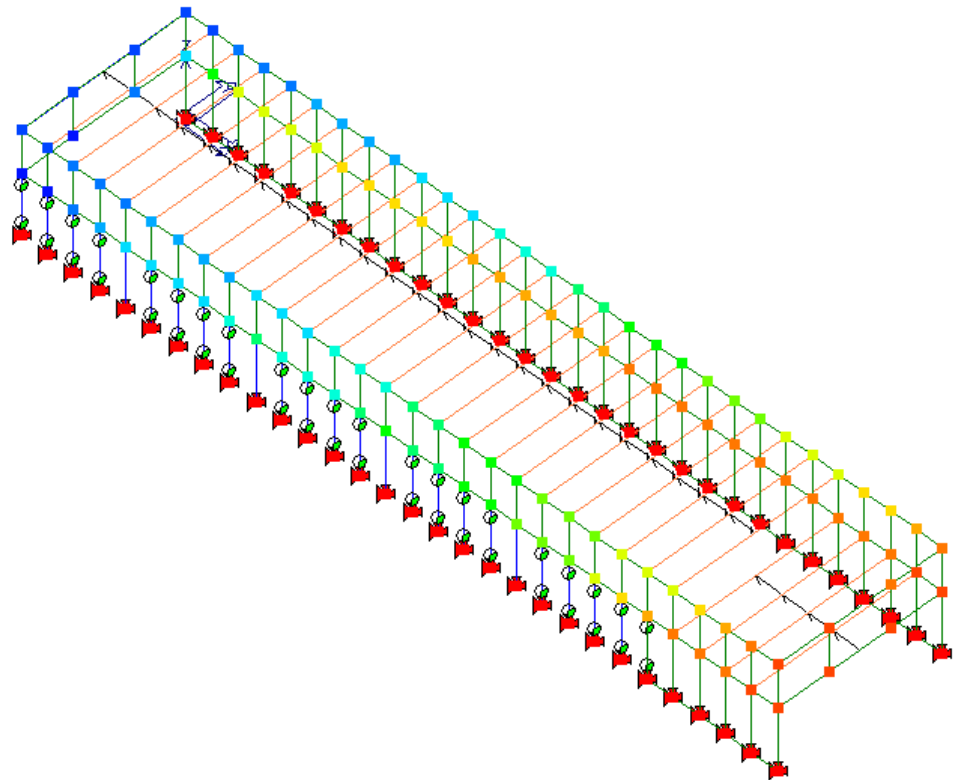
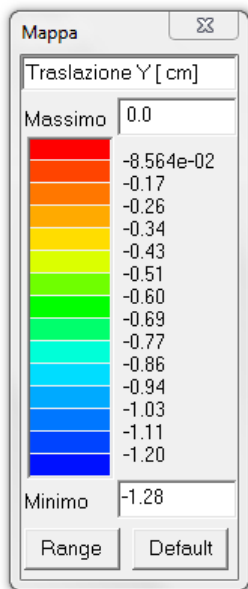


Fig. 35- Pad.8 - SLD 63 - Spostamenti Y





geotest s.a.s.  
laboratorio di geotecnica  
diagnostica strutturale  
c.so g. montella 43  
82011 airola (bn)  
tel/fax 0823713889  
geotest@geotestsannio.com  
www.geotestsannio.com  
p.iva 00933780629



ISE Cert

Organizzazione con  
Sistema di Gestione per la Qualità  
Certificato UNI EN ISO 9001:2008

**COPIA CONFORME ALL'ORIGINALE**

Committente:  
**MOSTRA D'OLTREMARE  
(NAPOLI)**

Richiedente:  
**Ing. Stefano PETRAZZUOLI  
(VERIFICATORE)**

Progetto:

**DIAGNOSTICA STRUTTURALE EDIFICI DENOMINATI "PADIGLIONI 7 - 8" NELLA  
MOSTRA D'OLTREMARE**

Località:

**V.le Kennedy, 52 - Napoli**

Allegati:

Rapporti di prova:

**Rep.: 1769C/14 - Materiali**



Il Direttore Tecnico

Dr. Geol. Domenico PALMA

**Il Verificatore  
Ing. Stefano PETRAZZUOLI**

---

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

Nell'ambito delle indagini strutturali sui "Magazzini Generali" della Mostra D'Oltremare, sita nel comune di Napoli al V.le Kennedy, 52, la società GEOTEST S.a.s. di Airola (BN), è stata incaricata di eseguire un'indagine conoscitiva attraverso:

- o carotaggi in strutture di calcestruzzo,
- o prove di compressione e valutazione della carbonatazione c/o laboratorio autorizzato
- o prove pacometriche
- o prove sclerometriche
- o scalpellature elementi strutturali

Attrezzature Utilizzate:

- carotatrice MILWAUKEE ad azionamento elettrico, conforme alle norme CE attrezzata con carotiere a testa diamantata ( $\phi$  nominale 100 mm);
- Pressa marca RMU 3000 kN
- Sclerometro Original SCHMIDT-PROCEQ - ZURIGO (CH) - matr. n° 1443307. Lo sclerometro prima di essere utilizzato è stato verificato in laboratorio sull'incudine di tarature. Il valore di rimbalzo è stato di 80
- Pachometro "PROFOMETER 5" - PROCEQ - ZURIGO (CH), costituito da un'unità di visualizzazione e da una sonda universale

Le indagini sono state coordinate dall'Ing. Stefano PETRAZZUOLI, presente nelle fasi di indagine.

I provini di calcestruzzo sono stati consegnati dal D.L. e provati presso il Laboratorio Autorizzato (secondo la Legge 1086) SANNIO TEST Srl, con sede in S. Giorgio del Sannio (BN).

Gli esiti delle prove sono riportati nei certificati e rapporti allegati.

La Società si assume la responsabilità per la precisione delle misure eseguite.

L'elaborazione dei dati rappresenta solo un sussidio de verificare ed approvare da parte del DL/verificatore.

GEOTEST S.a.s.  
L'Amministratore

[Dr. Geol. Florindo CAFASSO](#)

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

## **PREMESSA**

A seguito dell'incarico ricevuto dall'Ing. Stefano PETRAZZUOLI, si redige la presente relazione inerente le indagini diagnostiche sulle strutture denominati "Padiglioni 7 e 8" situati all'interno della Mostra D'Oltremare a Napoli (NA) in V.le Kennedy, 52. Al fine di fornire i dati necessari per le verifiche delle strutture sono state eseguite, su richiesta del tecnico verificatore, le seguenti indagini e prove di laboratorio:

- n. 03 estrazioni di carote di calcestruzzo in punti opportuni degli elementi strutturali, valutazione del grado di carbonatazione e prove di compressione;
- n. 03 verifiche pacometriche
- n. 03 scalpellature di elementi strutturali (pilastri e trave)
- n. 02 prove sclerometriche

Le schede ed i certificati relativi alle indagini sono allegati alla presente e della stessa formano parte integrante. I prelievi in cantiere sono stati eseguiti in presenza dell'Ing. Stefano Petrazzuoli (Verificatore).

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

### MICROPERFORAZIONI

**NORMATIVA:** per le procedure di prelievo ed estrazione di campioni attraverso carotaggio del calcestruzzo indurito e le successive modalità di prova a compressione si può far riferimento alle norme UNI EN 12504-1 «*prelievo sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – prelievo, esame e prova a compressione*», UNI EN 12390-1 «*Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme*», UNI EN 12390-3 «*Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei provini*» ed alle «*Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive*» emanate dal Servizio Tecnico Contrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Come recita il Cap. 11.2.6 del D.M. 14/01/2008 « ... *E' accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto ...*»

Il microcarotaggio è stato utilizzato per determinare, attraverso prove di laboratorio, il grado di carbonatazione e la resistenza a compressione su n°3 provini in cls.

A tal fine è stata utilizzata una carotatrice avente le seguenti caratteristiche:

carotatrice MILWAUKEE ad azionamento elettrico, conforme alle norme CE e attrezzata con carotiere a testa diamantata ( $\phi$  nominale 100 mm) raffreddato ad acqua;

Le carote estratte sono state tagliate, retificate e sottoposte alla prova di compressione secondo la norma UNI EN 12390-1 presso il Laboratorio SANNIO TEST Srl di San Giorgio del Sannio (BN) a cui sono state consegnate dal tecnico verificatore.

Nella tabella si riportano i risultati mentre, in allegato, si riporta il certificato relativo alle carote esaminate.

PRELIEVO		CAROTA C1	CAROTA C2	CAROTA C3
STRUTTURA		Trave Pad. 7	Pilastro Pad. 7	Pilastro Pad. 8
SIGLA LAB.		1058/1	1058/2	1058/3
DIAMETRO, $\phi$	mm	94,0	94,0	94,0
ALTEZZA, h	mm	188,0	160,0	188,0
MASSA	kg	2,84	2,44	2,78
RESISTENZA UNITARIA MISURATA (R)	N/mm <sup>2</sup>	25,98	22,48	12,64
VALORE DI CARBONATAZIONE IN CANTIERE	cm	5	totale	4
TIPO DI ROTTURA		soddisfacente	soddisfacente	soddisfacente

GEOTEST Sas	ELABORATO	Mod..	CNDR
G	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009



Sulle carote di calcestruzzo prelevate sono state eseguite anche le misure della profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo (vedi tabella precedente).

Il calcestruzzo possiede un valore di ph circa di 12.5, cosa che gli conferisce ovviamente un carattere fortemente alcalino.

Questa forte alcalinità di fatto costituisce una protezione naturale dell'acciaio dell'armatura contro la corrosione (passivazione).

Il fenomeno chimico è conseguente all'anidride carbonica dell'aria che, penetrando nei pori del calcestruzzo, neutralizza la calce libera presente.

Il PH dello strato superficiale del calcestruzzo si abbassa fino a scendere a valori inferiori a 9 provocando il fenomeno della carbonatazione.

In questo stato il calcestruzzo è fortemente permeabile e riduce la capacità protettiva. L'indagine consiste nello spruzzare il liquido sulla superficie della carota dopo averla pulita accuratamente.

La soluzione di alcool etilico e fenolftaleina all'1%, reagisce con il calcestruzzo provocando un cambiamento di colore. Il procedimento sfrutta le proprietà del reagente che cambia colore, virando al rosso magenta al contatto con il calcestruzzo avente  $pH > 8,0 \div 9,8$  e rimanendo incolore per valori di pH inferiori.

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

Il calcestruzzo carbonatato non modifica il suo colore, mentre quello non ancora raggiunto dalla carbonatazione assume il tipico colore rosso magenta del reagente in ambiente alcalino.

Paradossalmente il calcestruzzo carbonatato (ossia laddove la calce si è trasformata in calcare) presenta valori di resistenza alla compressione superiori, quindi, per assurdo, se il calcestruzzo non fosse armato avremmo un miglioramento delle prestazioni.

Il problema quindi si presenta solo di riflesso e in tempi successivi sul calcestruzzo, in quanto il primo ad essere danneggiato dalla carbonatazione è il ferro di armatura. Quest'ultimo arrugginendosi riduce la sua sezione originale e nel contempo aumenta di volume. Ovviamente l'aumento di volume trova un ostacolo nel calcestruzzo che lo circonda e si generano delle vere e proprie tensioni dirompenti che interessano tutto il copriferro.

E' quindi l'aumento di volume indotto dalla ruggine che fa prima fessurare per poi rompere e distaccare il copriferro.



C1 - Pad. 7- Trave

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009



C2 - Pad. 7 - Pilastro



C3 - Pad. 8 - Pilastro

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

## **PROVE PACOMETRICHE**

NORMATIVA: le indagini pacometriche (o pachometriche) sono governate dalle normative BS 1881:2004

Per le indagini pacometriche è stato utilizzato un Pacometro "PROFOMETER 5" - marca PROCEQ - ZURIGO (CH), costituito da un'unità di visualizzazione e da una sonda universale.

Il pacometro è lo strumento che permette l'individuazione delle barre d'armatura, la determinazione del loro diametro e la misura del copriferro. Tale strumento oltre alla restituzione delle armature degli elementi strutturali, si rileva particolarmente utile nelle fasi di preparazione di altre indagini, come prove sclerometriche, ultrasoniche e caratoggi che necessitano dell'esatta conoscenza dell'ubicazione dei ferri prima della loro esecuzione.

Il funzionamento del Pacometro si basa sul principio delle correnti di Foucault (correnti parassite) e, quindi, su una tecnologia del tutto diversa da quella degli altri strumenti del genere, attualmente presenti sul mercato (del tipo a riluttanza magnetica). Grazie a tale principio è assicurata una grande stabilità delle misure e si evita ogni errore derivante da false segnalazioni.

L'apparecchiatura è costituita da due parti, vale a dire da una sonda e dall'unità centrale dotato di un display per visualizzare direttamente i valori dei parametri richiesti (ubicazione, spessore, e profondità dei ferri d'armatura).

Il pacometro "PROFOMETER 5" è conforme ai seguenti standard internazionali: [ACI 318](#) [BS 1881: 204](#) [CP 110](#) [DIN 1045](#) [EC 2](#) [SIA 162](#)

Dalle prove pacometriche e dai saggi di armatura eseguiti sugli elementi strutturali investigati, risulta che :

- **pilastr**i (Pilastratura interna pad. 7 porta ingresso(Sx e Dx) e Padiglione 8) :  
-lato corto : con 2 barre lisce Ø 12-14 mm ed in alcuni casi Ø 8 mm  
-lato lungo: 3 barre lisce lato lungo Ø identico a quelle poste sul lato corto.
- Le armature trasversali, staffe, sono in tutti i casi costituite da barre Ø 6/8 mm con passo medio di 25 cm in mezzeria.
- **Trave**, h 25cm , con 3 barre Ø 14/16 per il lato inferiore e 2 barre laterali. Le armature trasversali, staffe, sono in tutti i casi costituite da barre Ø8/10 con passo medio di 35cm.



<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009



Pilastro porta ingresso Pad. 7 - Effetto dell'esplosione del copriferro.

### **PROVE SCLEROMETRICHE**

**NORMATIVA:** Le prove di durezza superficiale o prove sclerometriche sono regolamentate dalle normative [UNI EN 12504-2](#) «Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico»

Le prove sono state eseguite con uno sclerometro SCHMIDT-PROCEQ - ZURIGO (CH) - matr. n° 1443307. Lo sclerometro prima di essere utilizzato è stato verificato sull'incudine di taratura. Il valore di rimbalzo è stato di 80.

La durezza superficiale, da evidenze sperimentali, è strettamente collegata alla resistenza e durabilità dei materiali esaminati. Si ricorda che l'uso del solo metodo sclerometrico comporta delle percentuali di incertezza, rispetto ai valori reali di resistenza del cls, pari circa  $\pm 30\%$ , come riportato anche in letteratura. Il metodo, infatti, fornisce una misura della durezza superficiale del cls attraverso un indice di rimbalzo; i dati ottenuti sono quindi influenzati dallo stato di carbonatazione dello strato superficiale di cls, dall'eventuale presenza di lesioni, dal grado di invecchiamento del materiale, dalla presenza di inerti affioranti subito al di sotto dello strato di lattime cementizio. L'indagine sclerometrica può fornire una prima indicazione generale sulla resistenza del cls e sull'omogeneità dei getti, infatti il metodo di prova non è inteso come un'alternativa per la determinazione della resistenza a compressione del cls ma può essere da supporto per poter estendere i

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

risultati della resistenza del cls ottenuti da prove distruttive all'intero getto di calcestruzzo. Infatti anche secondo la nuova normativa sismica vigente sono ammessi metodi di indagine non distruttivi, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli distruttivi, ma sono a loro integrazione, purchè i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.

La prova è stata effettuata con l'esecuzione di 12 battute nei diversi punti puntando lo strumento in modo da formare un angolo di 0° rispetto all'orizzontale; Delle dodici battute sono stati scartati il valore più basso e quello più alto, con quelli rimanenti si è fatta una media e sono stati scartati i valori che eccedevano  $\pm$  di 5 punti quelli della media precedentemente calcolata. Con i valori rimanenti si è fatta una media definendola come la media accettata delle battute con la quale, attraverso il grafico "resistenza a compressione - indice di rimbalzo" dello strumento, si è valutata la resistenza a compressione del cls relativo a quella parte di cls dell'elemento indagato.

I risultati delle prove sulle membrature strutturali sono riassunti di seguito ed i relativi rapporti di prova in allegato. Essi indicano una buona omogeneità degli elementi investigati.

GEOTEST Sas	ELABORATO	Mod..	CNDR
G	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

<b>GEOTEST Sas</b> 	<b>RAPPORTO DI PROVA CONTROLLI NON DISTRUTTIVI</b>	Mod.: CND1.01
		Rev.: 0
		del: 2/1/09

INDAGINE SCLEROMETRICA SECONDO UNI EN 12504-2

Richiedente: Ing. Stefano PETRAZZUOLI

Repertorio : GT/031/cnd

Committente: MOSTRA D'OLTREMARE S.p.A. - Napoli

del: 24/04/2014

Cantiere: Ristrutturazione pad. 7 e 8

Località: V.le Kennedy, 54 - Napoli

**ELEMENTI STRUTTURALI FABBRICATO PADIGLIONE 7 - PORTA INGRESSO - PILASTRO DESTRO E SINISTRO**

Pdx	Psx														
←	←														

**INDICE SCLEROMETRICO "R"**

30	27														
29	25														
31	26														
30	28														
28	29														
31	29														
30	29														
30	32														
30	26														
32	29														
26	27														
28	28														

**DATI UTILIZZATI PER IL CALCOLO DELLA MEDIA SECONDO "UNI EN 12504-2"**

30	27														
29	26														
31	28														
30	29														
28	29														
31	29														
30	26														
30	29														
30	27														
28	28														

**MEDIA INDICE DI RIMBALZO "R"**

29.7	27.8														
------	------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

RESISTENZA  $f_{ck_{cubo}}$  (N/mm<sup>2</sup>) carb.

24    22

*Lo Sperimentatore  
Dr. Geol. Florindo CAFASSO*



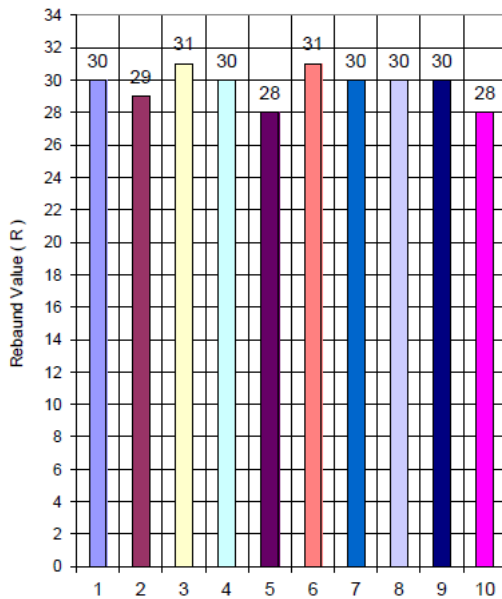
GEOTEST S.a.s. \* C.so G. Montella, 43 - Airola (BN) \* Tel/Fax:0823713889 \* e-mail@geotest@geotestsannio.com

<b>GEOTEST Sas</b> 	<b>RAPPORTO DI PROVA</b> <b>CONTROLLI NON DISTRUTTIVI</b>	Mod.:	GT01.8
		Rev.:	0
		del	02/01/09
		Pag. 1 di	1

C.C.I.A.A. BENEVENTO 71487/1992

Richiedente:	Ing. Stefano PETRAZZUOLI	Repertorio n.:	GT/031/cnd	del	24/04/14
Proprietà:	MOSTRA D'OLTREMARE S.p.A. - Napoli				
Cantiere:	Ristrutturazione pad. 7 e 8				
Località:	V.le Kennedy, 54 - Napoli				
Identificativo elemento:	<b>Pdx</b>				

**PROVA SCLEROMETRICA**  
(UNI EN 12504-2)



**SET PARAMETERS**

Impact Direction	▲   →
Eliminata Outliers	-
Conversion Curve	B-PROCEQ
Form Factor	1,0
Time Factor	1,0
Carbonation Depth	d = 5 cm

**STATISTIC**

Number of Measurements	N = 10
Mean Rebound Value	m = <b>29,7</b>
Standard Deviation	sa = 1,06
Maximim Rebound Value	Max = 31
Minimum Rebound Value	Min = 28
Span	R = 3

**MEASURED REBOUND VALUE ( R )**

**30 29 31 30 28 31 30 30 30 28**

Note:

Rebound Value = Indice Sclerometrico di Rimbalzo

L'indagine sclerometrica è stata effettuata con sclerometro Original SCHMIDT - PROCEQ N-34 - ZURIGO (CH) - matr. N° 157123.  
Lo sclerometro prima di essere utilizzato è stato verificato in laboratorio sull'incudine di taratura. Il valore di rimbalzo riscontrato è stato 80.

Lo Sperimentatore

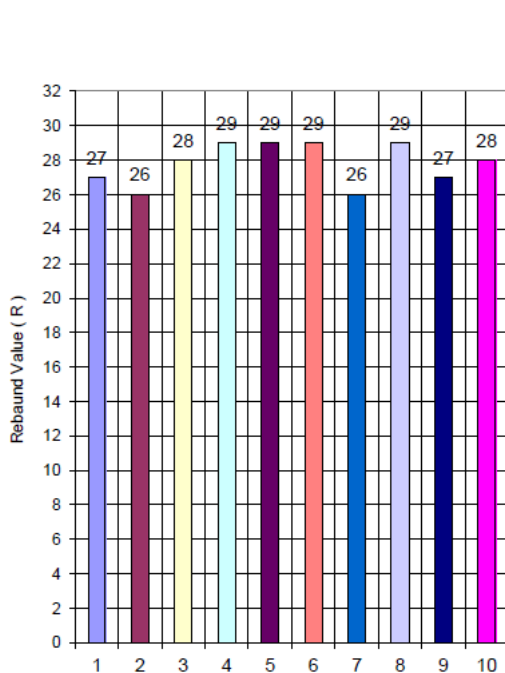
Dr. Geol. Florindo CAFASSO



C.C.I.A.A. BENEVENTO 71487/1992

Richiedente:	Ing. Stefano PETRAZZUOLI	Repertorio n.:	GT/031/cnd	del	24/04/14
Proprietà:	MOSTRA D'OLTREMARE S.p.A. - Napoli				
Cantiere:	Ristrutturazione pad. 7 e 8				
Località:	V.le Kennedy, 54 - Napoli				
Identificativo elemento:	<b>Psx</b>				

**PROVA SCLEROMETRICA**  
(UNI EN 12504-2)



**SET PARAMETERS**

Impact Direction	▲ ←
Eliminata Outliers	-
Conversion Curve	B-PROCEQ
Form Factor	1,0
Time Factor	1,0
Carbonatation Depth	d = 5 cm

**STATISTIC**

Number of Measurements	N =	10
Mean Rebound Value	m =	<b>27,8</b>
Standard Deviation	sa =	1,23
Maximim Rebound Value	Max =	29
Minimum Rebound Value	Min =	26
Span	R =	3

**MEASURED REBOUND VALUE ( R )**

**27 26 28 29 29 29 26 29 27 28**

Note:

Rebound Value = Indice Sclerometrico di Rimbalzo

L'indagine sclerometrica è stata effettuata con sclerometro Original SCHMIDT - PROCEQ N-34 -ZURIGO (CH) - matr. N° 157123. Lo sclerometro prima di essere utilizzato è stato verificato in laboratorio sull'incudine di taratura. Il valore di rimbalzo riscontrato è stato 80



GEOTEST S.a.s. \* C.so G. Montella, 43 - Airola (BN) \*Tel/Fax:0823713889 \* e-mail@geotest@geotestsannio.com

Il Responsabile Settore Diagnostica Strutturale  
Ing Fabio IASEVOLI

Il Progettista/Verificatore  
Ing. Stefano Maria PETRAZZUOLI

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	<i>Mod..</i>	<i>CNDR</i>
<b>G</b>	Relazione Tecnica	<i>REV. 1</i>	<i>Del 02/01/2009</i>

ALLEGATO:

COPIA PROVE SUI MATERIALI



Via Cesine, 23 - 82018 - S. Giorgio Del Sannio (BN)  
Tel. Fax 0824337392 - P.I. 01209370624

C.C.I.A.A. n. 20774/2000  
Cap. Soc. € 48.753,53

www.sanniotest.it | info@sanniotest.it

LABORATORIO TECNOLOGICO SPERIMENTALE PER PROVE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE

AUTORIZZATO CON D.M. n. 54866 del 18.04.06 ai sensi della Legge 1086 e successivi

**CERTIFICATO DI PROVA A COMPRESSIONE**  
(UNI EN 12390 - 1, UNI EN 12390 - 3, DM 14.01.2008)

S. Giorgio del Sannio li 28/04/2014

Richiedente : Ing. Petrazzuoli Stefano M. (D.re Lav.)  
Oggetto dei lavori : Ristrutturazione padiglione 7 e 8 - Viale Kennedy Napoli  
Committente : Mostra D'Oltremare s.p.a.

Impresa : -----



Numero Certificato : 1769C/14

Numero verbale di accettazione : 1058

Data di accettazione : 24/04/2014

**RISULTATI DELLE PROVE SU PROVINI CILINDRICI**

N°	Sigla	Data prelievo dichiarata	Rck dich. (Mpa)	Sp. (**)	Diametro e alt. (mm)			Massa (Kg)	Area Compr. (mmq)	Resistenza Unitaria (N/mmq)	Data di prova	Tipo rott. (*)	Posizione prelievo dichiarata
					h	Ø							
1	1058/1	24/04/2014	-----	Si	188,0	94,0	0,0	2,84	6.936	25,98	28/04/2014	1	Trave padiglione n. 7 - C1
2	1058/2	24/04/2014	-----	Si	160,0	94,0	0,0	2,44	6.936	22,48	28/04/2014	1	Pilastro padiglione n. 7 - C2
3	1058/3	24/04/2014	-----	Si	188,0	94,0	0,0	2,78	6.936	12,64	28/04/2014	1	Pilastro padiglione n. 8 - C3

(\*) - 1 Soddisfacente - 2 Insoddisfacente

(\*\*) - Spianatura : non effettuata se il provino risulta conforme alla norma.

La richiesta di prova è stata sottoscritta dal Direttore dei lavori.

Lo Sperimentatore  
Geom. Raffaele Petrone



Il Direttore del Laboratorio  
dott. Ing. Michele Larocca

Pagina certificato unica Pag. n° : 1 di 1

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

ALLEGATO:

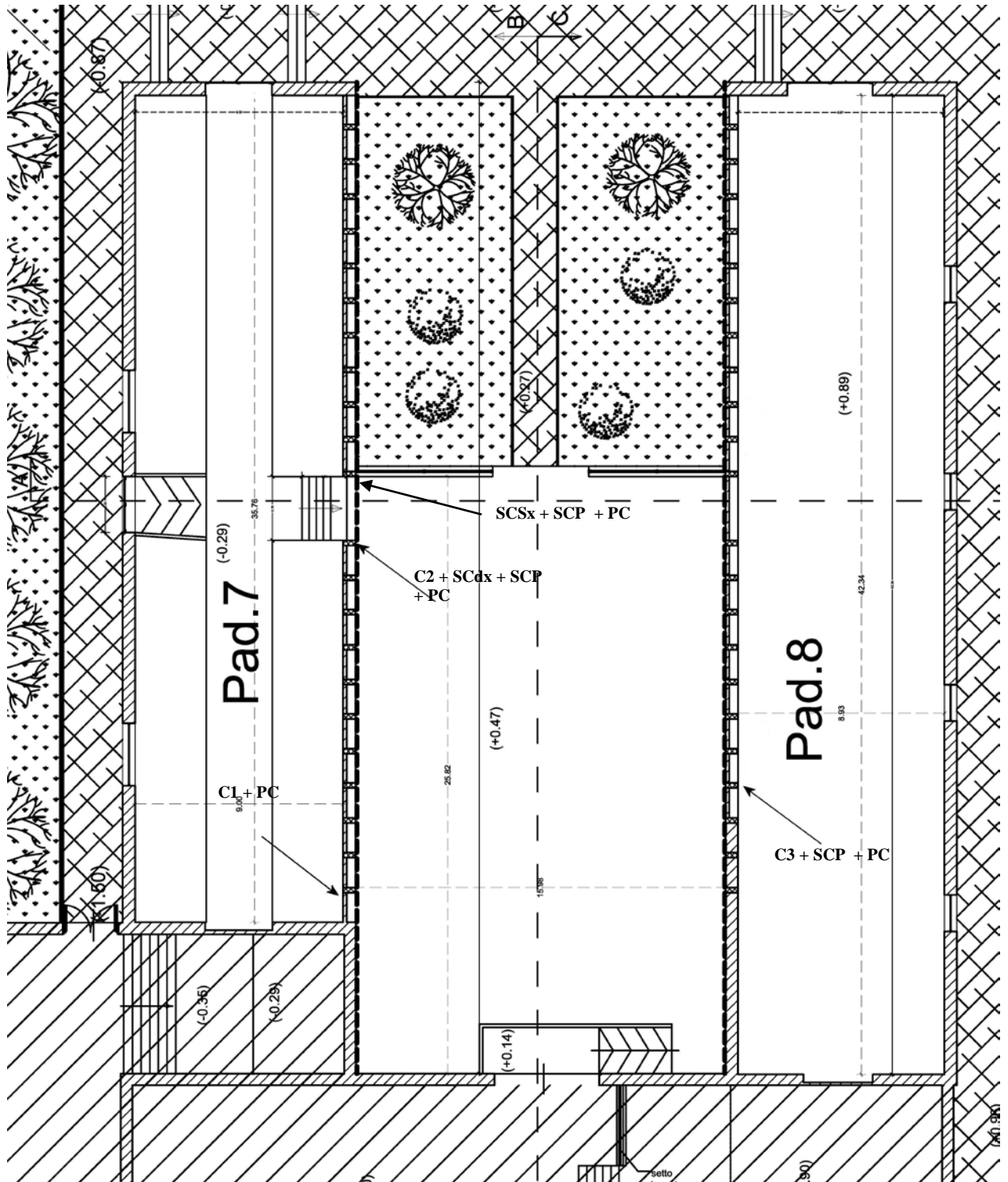
## PIANTA UBICAZIONE INDAGINI

I PUNTI DI CAROTAGGIO SONO INDICATI CON LA SIGLA C

I PUNTI DI VERIFICA CON LO SCLEROMETRO SONO INDICATI CON LA SIGLA SC

I PUNTI DI SCALPELLATURA SONO INDICATI CON LA SIGLA SCP





<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009

ALLEGATO:

REPERTORIO FOTOGRAFICO

GEOTEST Sas	ELABORATO	Mod..	CNDR
G	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009



CAROTAGGIO 1 - PAD. 7 - TRAVE



CAROTA 1

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	Mod..	CNDR
<b>G</b>	Relazione Tecnica	REV. 1	Del 02/01/2009



PAD 7 – PIL INGRESSO SX - ARMATURA



PAD 8 – CAROTA 3 – SCALPELLATURA PILASTRO

<b>GEOTEST Sas</b>	<b>ELABORATO</b>	<i>Mod..</i>	<i>CNDR</i>
<b>G</b>	Relazione Tecnica	<i>REV. 1</i>	<i>Del 02/01/2009</i>